

Titre: Modélisation numérique des contraintes in situ pour la conception
Title: des tunnels sous pression non blindés

Auteur: Carl Gravel
Author:

Date: 2012

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Gravel, C. (2012). Modélisation numérique des contraintes in situ pour la
Citation: conception des tunnels sous pression non blindés [Mémoire de maîtrise, École
Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/827/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/827/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Robert Corthésy, & Maria-Helena Leite
Advisors:

Programme: Génie minéral
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES CONTRAINTES IN SITU
POUR LA CONCEPTION DES TUNNELS SOUS PRESSION NON BLINDÉS

CARL GRAVEL

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE MINÉRAL)

MARS 2012

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES CONTRAINTES IN SITU POUR LA CONCEPTION
DES TUNNELS SOUS PRESSION NON BLINDÉS

Présenté par : GRAVEL Carl

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LÉGER Pierre, Ph.D., président

M. CORTHÉSY Robert, Ph.D., membre et directeur de recherche

Mme LEITE Maria Helena, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. QUIRION Marco, Ph.D., membre

REMERCIEMENTS

Merci à mes directeurs de recherche, Robert Corthésy et Maria Helena Leite, de m'avoir offert l'opportunité de travailler sur ce projet. Leurs conseils et commentaires ont d'abord orientés ma recherche, puis ils m'ont grandement aidé à structurer mes idées et à clarifier mon propos dans ce mémoire. De plus, sans leur soutien financier, la réalisation de cette maîtrise aurait été ardue.

Je tiens d'ailleurs à remercier le conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (bourses du CRSNG #OGP0089752 et RGPIN194316) pour leur support à cette recherche.

Merci aussi à Marco Quirion d'Hydro-Québec de m'avoir donné accès à un ensemble de données ayant permis d'appliquer la méthode proposée dans ce mémoire à un cas réel.

Enfin, merci à Dounia pour son soutien et son encouragement au quotidien.

RÉSUMÉ

Ce projet de recherche se veut un travail exploratoire sur l'utilisation de la modélisation numérique en trois dimensions comme outil pour intégrer l'ensemble des résultats de mesures de contraintes par soulèvement hydraulique à la conception de tunnels sous pression non blindés. Ceci est réalisé en utilisant les mesures in situ pour calibrer un modèle numérique représentant la zone où le tunnel sous pression doit être excavé tout en incluant la topographie de surface.

Il est montré dans ce travail que même avec un minimum d'informations, un modèle simplifié est très utile et permet non seulement de planifier les mesures de soulèvement hydraulique, mais aussi d'utiliser les résultats au maximum afin d'obtenir des données tout au long du tracé de la galerie sous pression. Une fois créé, le modèle numérique représente aussi un outil intéressant pour analyser de façon préliminaire l'état de contrainte du massif rocheux pour la conception du tunnel et de d'autres structures (répartiteur, centrale souterraine, galeries de fuite). L'ingénieur gagne ainsi à créer un modèle tridimensionnel du massif dès les premières phases du projet.

L'information tirée d'une telle analyse est très utile et permet de maximiser les retombées des efforts considérables que représentent les campagnes d'investigations de l'état de contrainte du massif rocheux.

ABSTRACT

This research project is an exploratory work which focuses on the use of three-dimensional numerical modelling as a tool to improve unlined pressure tunnel design by integrating all the data made available from hydro jacking stress measurements. The results of these tests are used to calibrate a numerical model that includes the topography in the area where the pressure tunnel is to be excavated.

In this study, it is shown that even with a limited amount of data, a simplified model can be useful for planning stress measurements as well as to obtain a stress profile along the tunnel axis once the boundary conditions of the model are estimated. This model then becomes a useful tool for preliminary stress analysis of the rock mass for designing the tunnel and other structures of the project such as the underground power plant, the manifold and the tailrace tunnel. Having access to a 3D stress model of the rock mass in the early phases of the project becomes a major advantage.

The information acquired from such analyses is very useful and contributes in maximising the benefits of the considerable efforts put in estimating the in situ stress field in the rock mass.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	III
RÉSUMÉ.....	IV
ABSTRACT	V
TABLE DES MATIÈRES	VI
LISTE DES TABLEAUX	X
LISTE DES FIGURES	XII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XVII
LISTE DES ANNEXES	XX
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Mise en contexte.....	1
1.2 Énoncé du problème.....	4
1.3 Objectifs du projet	4
1.4 Structure du mémoire	5
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	7
2.1 Mesures de contraintes par soulèvement hydraulique.....	7
2.1.1 Généralités.....	7
2.1.2 Description de l'essai	8
2.1.3 Hypothèses et limitations de la méthode	9
2.1.4 Procédure.....	10
2.1.5 Méthodes d'interprétations.....	12
2.1.6 Évaluation de la qualité des mesures.....	15
2.2 Critères de conception	17
2.2.1 Évaluation préliminaire	17

2.2.2	Évaluation finale.....	18
CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE.....		20
3.1	Construction du modèle numérique en trois dimensions	20
3.1.1	Flac3D	21
3.1.2	Dimensionnement du maillage.....	21
3.1.2.1	Position des frontières	23
3.1.3	Création du maillage	23
3.1.4	Propriétés, conditions frontières et chargement du modèle	24
3.2	Élaboration du modèle de distribution des contraintes à partir des résultats du modèle numérique et du principe de superposition.....	25
3.3	Évaluation du chargement horizontal à partir des mesures de contrainte in situ et de la méthode des moindres carrés	26
3.3.1	Analyse des mesures de soulèvement hydraulique	27
3.3.2	Sélection des mesures.....	29
3.3.3	Méthode d'optimisation	31
3.4	Influence de l'excavation	32
3.5	Approche pour l'application de la méthodologie	33
3.5.1	Phase 1 : sélection des mesures et première analyse.....	34
3.5.2	Phase 2 : élimination des mesures extrêmes	34
3.5.3	Phase 3 : optimisation sans les mesures extrêmes.....	37
3.5.4	Phase 4 : analyse des paramètres.....	37
3.5.4.1	Influence des contraintes tectoniques.....	38
3.5.4.2	Influence du coefficient de Poisson (ν).....	40
3.5.5	Phase 5 : analyse finale	41
3.6	Optimisation des conditions initiales du modèle numérique.....	41

CHAPITRE 4	VALIDATION DE LA MÉTHODOLOGIE	42
4.1	Validation du modèle numérique	42
4.1.1	Solutions analytiques.....	43
4.1.2	Effet du maillage sur le modèle.....	45
4.1.3	Étude sur les méthodes de chargement du modèle.....	46
4.2	Mode d'interpolation de Flac3D	53
4.3	Validation du chiffrier d'optimisation.....	57
4.3.1	Superposition des contraintes	57
4.3.2	Optimisation	58
4.4	Synthèse des validations.....	59
CHAPITRE 5	APPLICATION DE LA MÉTHODOLOGIE	60
5.1	Contexte.....	60
5.2	Création du modèle numérique	63
5.3	Analyse de l'état de contrainte in situ avant la réalisation des premiers essais (conception préliminaire)	64
5.3.1	Positionnement préliminaire du tunnel (exemples conceptuels).....	65
5.3.2	Analyse des contraintes selon l'axe du tunnel prévu à la conception	69
5.3.3	Positionnement des essais	74
5.3.4	Orientation des forages pour les essais.....	77
5.4	Analyse des mesures de contraintes in situ	81
5.4.1	Phase 1 : sélection des mesures	81
5.4.1.1	Analyse avec les mesures sélectionnées.....	82
5.4.2	Phase 2 : élimination des mesures extrêmes	84
5.4.3	Phase 3 : optimisation sans les mesures extrêmes.....	84
5.4.4	Phase 4 : analyse des paramètres.....	85

5.4.4.1	Analyse de l'influence des contraintes tectoniques.....	86
5.4.4.2	Analyse de l'influence du coefficient de Poisson	87
5.4.4.3	Analyse de facteurs externes	89
5.4.5	Phase 5 : analyse finale des mesures	89
CHAPITRE 6	DISCUSSION	90
6.1	Outil de conception avant la réalisation des premiers essais (conception préliminaire).....	90
6.1.1	Analyse des résultats	90
6.1.2	Sources d'erreurs.....	93
6.1.3	Comparaison avec les critères empiriques	94
6.2	Outil de conception suite aux essais de soulèvement hydraulique.....	97
6.2.1	Analyse des résultats	97
6.2.2	Sources d'erreurs	101
6.3	Analyse de l'influence de l'excavation	102
CHAPITRE 7	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	105
BIBLIOGRAPHIE	108
ANNEXES	114

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1: Conséquences des fuites excessives d'un tunnel sous pression (d'après Ripley, 1987).....	3
Tableau 2.1: Évaluation de la qualité d'un groupe d'essais selon trois critères pour la méthode HTPF (Mayeur 1999)	16
Tableau 2.2: Classification du groupe de mesures en fonction des critères d'évaluation	16
Tableau 3.1: Présentation des quatre chargements élémentaires appliqués au modèle.....	24
Tableau 3.2: Classification des mesures pour la calibration du modèle numérique	31
Tableau 3.3: Contraintes obtenues de l'optimisation en fonction de la proportion de mesures modifiées (p).....	36
Tableau 4.1: Propriétés des modèles numériques et analytiques	48
Tableau 4.2: Dimension des modèles numériques	48
Tableau 4.3: Erreur du calcul numérique réalisé avec deux approches	48
Tableau 4.4: Sensibilité de l'optimisation	59
Tableau 5.1: Familles de joints répertoriées lors de l'excavation de la galerie d'amenée de Touloustouc.....	78
Tableau 5.2: Sensibilités des contraintes normales à l'orientation préférentielle des familles de discontinuités en fonction de chargements tectoniques horizontaux.	79
Tableau 5.3: Classification des mesures pour la calibration du modèle de Touloustouc.....	82
Tableau 5.4: Résumé de l'analyse du chargement tectonique du modèle Touloustouc avec 49 mesures.....	83
Tableau 5.5: Résumé de l'analyse du chargement tectonique du modèle Touloustouc sans les mesures extrêmes (44 mesures).....	84
Tableau 5.6: Résumé de l'analyse du chargement tectonique du modèle Touloustouc sans les valeurs extrêmes avec un coefficient de Poisson de 0.33.....	88

Tableau 5.7: Comparaison des analyses réalisées avec un coefficient de Poisson de 0.24 et 0.33.	88
Tableau 6.1 : Comparaison des hypothèses relatives aux critères de conception empirique et numériques.	96
Tableau 6.2: Tenseur de contrainte obtenu avec Examine 2D, à une distance de 27 m du tunnel (MPa).....	102

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1: Schéma d'un aménagement hydroélectrique souterrain typique.....	1
Figure 1-2: Sections typiques de galeries d'amenées en charge (ou sous pression).....	2
Figure 2-1: Montage pour un essai in situ de soulèvement hydraulique de fracture préexistante. ..	9
Figure 2-2: Représentation schématique de l'ouverture d'un joint lors de l'essai de soulèvement de fracture préexistante. Le trou de forage est soumis à une pression d'injection P_h qui se distribue sur la surface de la fracture ouverte. Le soulèvement se produit lorsque la pression hydraulique est égale ou supérieure à la contrainte in situ normale à la fracture σ_n	9
Figure 2-3: Trois méthodes d'interprétation du point d'inflexion sur le graphique du débit en fonction de la pression (Q-P) lors des cycles par paliers (d'après Hartmaier et al., 1998). Les points formant la courbe correspondent aux paliers stabilisés.	13
Figure 3-1: Valeur de σ_3 selon un profil tracé dans un modèle tridimensionnel pour différentes sollicitations résultant de quatre calibrations avec une certaine proportion p de mesures augmentées par un facteur de 2.	36
Figure 3-2: Variation de la différence sur l'évaluation de σ_3 ($\Delta\sigma_3$) au point 7 + 700 m du profil de la figure 3-1 en fonction de la proportion de mesures modifiées.	37
Figure 3-3: Profil de montagne symétrique utilisé pour l'analyse de l'influence des contraintes tectoniques sur la variation de σ_3 en deux dimensions.	39
Figure 3-4: Variation de σ_3 aux points a) K et b) L en fonction du chargement tectonique (σ_x et σ_y) appliqué dans le modèle.	40
Figure 4-1: Transformation conforme de Savage et Swolf (1986) de (a) un demi espace à (b) une vallée symétrique et (c) une montagne symétriques (d'après Martel et Muller, 2000).	44
Figure 4-2: Profils topographiques utilisés pour les analyses.	44
Figure 4-3: Comparaison des distributions de contraintes de σ_x et σ_y obtenues avec des maillages de densité différente. Trois tailles d'éléments sont considérées, $b \times b$; $b/2 \times b/2$; $b/4 \times b/4$ et $b/10 \times b/10$. Les contraintes sont présentées selon un profil vertical à $x = 0$ pour une	

topographie de montagne. La profondeur est normalisée par la hauteur b de la montagne. L'amplitude des contraintes est normalisée par le poids de l'anomalie à $x = 0$, soit $\sigma/\rho gb$. .46

Figure 4-4: Contraintes imposées aux frontières. Distribution de la contrainte horizontale normalisée par le poids de l'anomalie à $x = 0$ ($\sigma_x/\rho gb$) pour un profil symétrique (a) de vallée et (b) de montagne. Le graphique superposé correspond aux courbes de niveaux calculées de façon analytique. La profondeur et la distance latérale sont normalisées par la hauteur b de l'anomalie topographique.49

Figure 4-5: Frontières fixes. Distribution de la contrainte horizontale normalisée par le poids de l'anomalie à $x = 0$ ($\sigma_x/\rho gb$) obtenue en initialisant les contraintes dans le modèle pour un profil symétrique (a) de vallée et (b) de montagne. Le graphique superposé correspond aux courbes de niveaux calculées de façon analytique. La profondeur et la distance latérale sont normalisées par la hauteur b de l'anomalie topographique.50

Figure 4-6: Comparaison des distributions de contraintes σ_x obtenues analytiquement et avec les deux méthodes de chargement étudiées. Les contraintes sont présentées selon un profil vertical à $x = 0$ pour une topographie (a) de vallée et (b) de montagne. La profondeur est normalisée par la hauteur b de l'anomalie topographique. L'amplitude des contraintes est normalisée par le poids de l'anomalie à $x = 0$, soit $\sigma_x/\rho gb$51

Figure 4-7: Comparaison des distributions de contraintes σ_y obtenues analytiquement et avec les deux méthodes de chargement étudiées. Les contraintes sont présentées selon un profil vertical à $x = 0$ pour une topographie (a) de vallée et (b) de montagne. La profondeur est normalisée par la hauteur b de l'anomalie topographique. L'amplitude des contraintes est normalisée par le poids de l'anomalie à $x = 0$, soit $\sigma_y/\rho gb$52

Figure 4-8: Cube $10 \times 10 \times 10 \text{ m}^3$ utilisé pour l'analyse des méthodes d'interpolations disponibles dans Flac3D.55

Figure 4-9: Comparaison des différentes méthodes d'interpolation disponibles dans Flac3D55

Figure 4-10: a) Axe du profil étudié et identification des zones de concentration de contrainte (pointillé); b) Distribution selon le profil illustré en a de l'écart entre la contrainte principale mineure calculée à partir de l'interpolation entre les tenseurs principaux aux centroides

(σ_3^{c1}) et celle calculée à partir de l'interpolation entre les tenseurs XYZ aux centroïdes (σ_3^{c2}).	56
Figure 5-1: Localisation des sondages réalisés dans la conduite forcée de l'aménagement Touloustouc. Secteur 1. (Rancourt et al., 2006)	62
Figure 5-2: Localisation des sondages réalisés dans la galerie d'amenée de l'aménagement Touloustouc. Secteur 2. (Techmat, 2004)	62
Figure 5-3: Exemple conceptuel de l'utilisation de Flac3D pour le positionnement préliminaire d'un tunnel qui passe près d'une vallée selon une orientation parallèle à l'axe X. Une coupe est réalisée dans le modèle perpendiculairement au point du tunnel passant le plus près de la vallée (axe Y) afin d'illustrer la variation de contrainte selon cet axe.	66
Figure 5-4: Contour de σ_3 pour le positionnement préliminaire d'un tunnel qui passe près d'une vallée (exemple conceptuel a). La coupe est réalisée selon l'axe Y.	67
Figure 5-5: Vérification de la sensibilité de σ_3 en fonction des la valeur des contraintes tectoniques au point optimal de la figure 5-4.	67
Figure 5-6: Profil de σ_3 pour le positionnement préliminaire d'un tunnel qui passe près d'une vallée (situation b). Le profil est tracé selon l'axe Y à la profondeur du tunnel.	68
Figure 5-7: Extension du blindage d'une conduite forcée sous une topographie irrégulière (vue schématique).	69
Figure 5-8: Profil de σ_3 obtenu selon l'axe du tunnel pour différents chargements tectoniques horizontaux appliqués sur le modèle.	70
Figure 5-9: Profils de σ_3 selon l'axe du tunnel pour le positionnement préliminaire de la limite du blindage de la conduite forcée : a) vue générale, b) vue agrandie du secteur critique. Les différents profils sont obtenus avec des chargements horizontaux ($\sigma_x = \sigma_y$) de grandeurs variées appliquées au modèle (grandeurs indiquées sur les courbes, $\tau_{xy} = 0$). Voir la Figure 5-1 pour la position du profil en relation avec la topographie et l'aménagement.	72
Figure 5-10: Sensibilité de σ_3 aux contraintes tectoniques au chainage 10 + 220 m du profil.	73

Figure 5-11: Évaluation du couvert de roc minimum avec le critère norvégien. Modifié d'après Rancourt et al. (2006) pour $\gamma_r = 25 \text{ kN/m}^3$.	73
Figure 5-12: Évaluation du couvert de roc minimum. D'après Rancourt et al. (2006).	74
Figure 5-13: Accumulation des matériaux meubles en surface. (Géophysique GPR international INC., 2005).	75
Figure 5-14: Topographie corrigée afin d'enlever la contribution du dépôt aux contraintes.	76
Figure 5-15: Profils de σ_3 obtenus selon l'axe du tunnel entre les PM 7 + 000 et 8 + 500 m pour différents chargements tectoniques horizontaux appliqués sur le modèle avec la topographie initiale et sur celui présentant la topographie corrigée.	77
Figure 5-16: Orientation moyenne des forages de soulèvement hydraulique (étoile) comparée à l'orientation probable de σ_3 (pointillé). Le canevas de Schmidt représente les concentrations de pôles relevés pendant la cartographie géologique du tunnel entre les PM 7 + 400 et 7 + 810 m. (Techmat 2004)	78
Figure 5-17: Mesures utilisées pour la première analyse de l'état de contrainte	82
Figure 5-18: Profils de σ_1 et σ_3 selon l'axe du tunnel entre les PM 7 + 000 et 9 + 000 m, après la calibration du modèle.	83
Figure 5-19: Profils de σ_1 et σ_3 selon l'axe du tunnel obtenus entre les PM 7 + 000 et 9 + 000 m après la calibration du modèle sans les mesures extrêmes.	85
Figure 5-20: Profils de σ_3 selon l'axe du tunnel obtenus entre les PM 7 + 000 et 8 + 500 m pour différents chargements tectoniques horizontaux.	86
Figure 5-21: Profils de σ_1 et σ_3 selon l'axe du tunnel obtenus entre les PM 7 + 000 et 9 + 000 m après la calibration du modèle avec un coefficient de Poisson de $\nu = 0.24$ et $\nu = 0.33$.	88
Figure 6-1: Comparaison entre les valeurs de contraintes minimales interprétées par Hydro-Québec (Rancourt et al., 2006) et le profil de σ_3 obtenu selon l'axe du tunnel pour différents chargements tectoniques horizontaux ($\sigma_x = \sigma_y$) appliqués sur le modèle. On suppose ici que $(\sigma^{\text{mes}})_{\min} \approx \sigma_3 \text{ in situ}$.	92

Figure 6-2: Évaluation du positionnement du blindage dans le secteur de la centrale. Comparaison entre les valeurs de contraintes minimales interprétées par Hydro-Québec (Rancourt et al., 2006) et le profil de σ_3 obtenu selon l'axe du tunnel pour différents chargements tectoniques horizontaux ($\sigma_x = \sigma_y$) appliqués sur le modèle.	93
Figure 6-3: Mesures considérées pour la conception par Rancourt et al. (2006). Les profils de σ_1 et σ_3 correspondent aux distributions de contraintes obtenues suite au chargement du modèle avec les contraintes calculées avec la calibration du modèle sans les mesures extrêmes. HJ – Pression de soulèvement, Ps – Pression de fermeture.	98
Figure 6-4: Comparaison de l'interprétation des résultats réalisée par Rancourt et al. (2006) avec celle utilisée dans la présente étude (moyenne des interprétations).	99
Figure 6-5: Mesures minimales sélectionnées pour la conception par Rancourt et al. (2006). Les profils de σ_1 et σ_3 correspondent aux distributions de contraintes obtenues suite au chargement du modèle avec les contraintes calculées avec la calibration du modèle sans les mesures extrêmes.	99
Figure 6-6: Fuites estimées dans la galerie d'amenée de Touloustouc en fonction de la pression hydraulique. D'après Quirion et Tournier (2010).	100
Figure 6-7: Influence de la galerie d'amenée de Touloustouc sur les mesures situées à proximité du tunnel. (Examine2D v.7)	104
Figure 6-8: Profil de $\Delta\sigma_{xx}$ et $\Delta\sigma_{yy}$ (équation 6.1).....	104

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A, B, C	Paramètres pour l'évaluation des conditions initiales du modèle numérique.
a	Étendue latérale d'une anomalie topographique
b	Hauteur d'une anomalie topographique
b_{\min}	Dimension des plus petites anomalies topographiques ayant une influence sur le champ de contrainte à la profondeur de la zone d'intérêt (Z_{zi})
d_e	Dimension des éléments du maillage du modèle numérique
C_{RH}	Couvert de roc horizontal (m)
C_{RM}	Couvert de roc minimum (m)
C_{RV}	Couvert de roc vertical (m)
D	Distance entre les essais de soulèvement hydraulique (m)
FS	Facteur de sécurité
h	Charge hydraulique (m)
K_o	Coefficient du poids des terres au repos
Q	Débit (l/min)
m	Identification d'un point de mesure
n	Orientation normale au joint étudié
n_f	Nombre de fractures dans un intervalle d'essai de soulèvement hydraulique
n_t	Nombre de test de soulèvement hydraulique dans un secteur
N_{vm}	Nombre de valeurs modifiées (étude de sensibilité aux valeurs extrêmes)
N_t	Nombre total de mesures utilisées pour l'évaluation des conditions initiales du modèle numérique.
P	Pression (MPa)
P_h	Pression hydraulique (MPa)

$P_{min}, P_{int}, P_{ult}$	Pression minimum, intermédiaire et ultime interprétées sur la courbe P-Q de l'essai de soulèvement hydraulique
P_s	Pression de fermeture (shut-in) (MPa)
PM	Point métrique (chainage) (m)
R	Distance d'un essai à l'excavation (m)
HJ	Soulèvement hydraulique non contrôlé (Hydrojacking en anglais)
t	Temps (s)
V	Valeur de l'élément pour l'analyse de risque.
Z_i	Profondeur d'influence d'une anomalie topographique (m)
Z_{zi}	Profondeur de la zone d'intérêt dans le massif (m)
σ_n	Contrainte normale à un plan de fracture (MPa)
σ_1	Contrainte principale majeure (MPa)
σ_2	Contrainte principale intermédiaire (MPa)
σ_3	Contrainte principale mineure (MPa)
σ_3^{c1}	Contraintes principale calculée numériquement à partir de l'interpolation entre les centroïdes
σ_3^{c2}	Contrainte principale calculée numériquement à partir des tenseurs orientés selon XYZ
σ^x	Champ de contrainte généré par un chargement élémentaire selon X
σ^y	Champ de contrainte généré par un chargement élémentaire selon Y
σ^{xy}	Champ de contrainte généré par un chargement élémentaire selon XY
σ^{tect}	Champ de contrainte généré par un chargement tectonique
$(\sigma^{HJ})_{min}$	Contrainte minimale entraînant un soulèvement hydraulique non contrôlé des fractures dans un secteur (MPa)
$(\sigma^{mes})_{min}$	Contrainte minimale mesurée par soulèvement hydraulique dans un secteur (MPa)

$(\sigma_n^{mes})_m$	Contrainte normale à l'orientation moyenne du joint testé au point m (MPa)
$(\sigma_n)_m$	Contrainte résultant du calcul numérique au point m selon l'orientation n
$(\Delta\sigma_n)_m$	Erreur de la reproduction de contrainte selon l'orientation n au point m
$(\sigma_{zz})_m$	Composante du tenseur de contrainte orienté selon l'axe Z global au point m
$(\sigma_{zz})'_m$	Composante du tenseur de contrainte orienté selon l'axe z local., après la rotation $[R]$ au point m
$[R]$	Matrice de rotation composée des cosinus directeurs de la transformation
$[\sigma_{ij}]_m$	Tenseur de contrainte au point m
$[\Delta\sigma_{ij}]_m$	Tenseur d'erreur de reproduction de contraintes au point m
$[\sigma_{ij}]_m$	Tenseur de contrainte résultant du calcul numérique au point m
$[\sigma_{ij}]'_m$	Tenseur de contrainte résultant de la rotation matricielle de $[\sigma_{ij}]_m$ selon $[R]$ au point m
γ_w	Poids de l'eau (kN/m ³)
γ_r	Poids du roc (kN/m ³)
β	Pente moyenne d'une vallée (°)
$\nabla\sigma_x$	Gradient de la contrainte horizontale associée au chargement tectonique
ψ, φ	Angles d'Euler de la rotation matricielle
Ψ	Erreur de l'évaluation des conditions initiales du modèle numérique.

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A : Fichiers scripts.....	115
ANNEXE B : Convention de rotation.....	125
ANNEXE C : Chiffrier Excel.....	126

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte

L'appellation « tunnel sous pression » réfère aux tunnels et aux puits qui sont utilisés comme conduits pour le transport de fluides en charge. Ils sont quelquefois employés pour les systèmes d'aqueducs et d'égouts, mais leur utilisation la plus fréquente est comme conduit de transport d'eau pour alimenter les centrales hydroélectriques. Pour ces ouvrages, la charge hydraulique totale correspond à la différence d'élévation entre le niveau maximal du réservoir et les turbines de la centrale (aussi appelée tête d'eau). D'après Singh (2006), la tendance moderne pour maximiser la tête d'eau lors de la conception des aménagements hydroélectriques est la construction de petits barrages avec de très longs tunnels. Edvardsson et Broch (2002) rapportent aussi que la charge hydraulique de certains projets atteint aujourd'hui 1000 m, soit des pressions de 10 MPa. La conception des tunnels sous pressions représente donc un aspect très important des projets hydroélectriques récents.

Les aménagements comprennent généralement un réservoir, une prise d'eau, une galerie d'amenée, une ou plusieurs conduites forcées, une centrale de surface ou souterraine et un canal ou une galerie de fuite (figure 1-1).

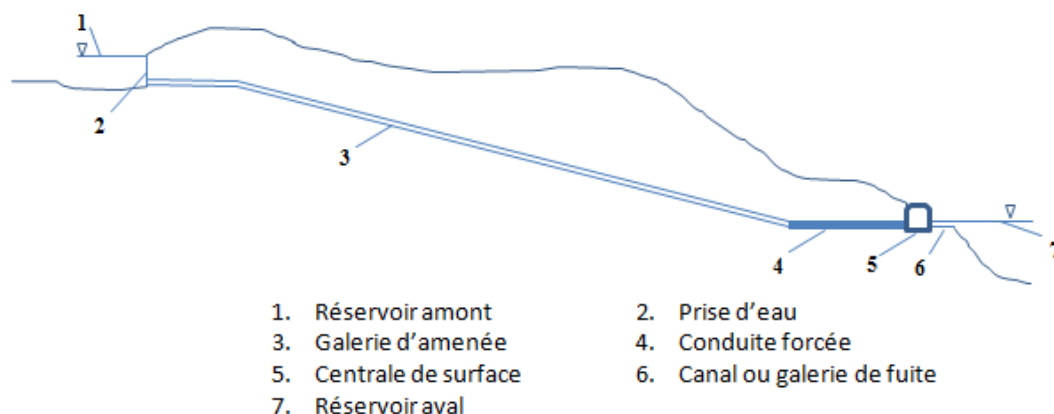


Figure 1-1: Schéma d'un aménagement hydroélectrique souterrain typique

Les tunnels sous pression peuvent être revêtus d'acier, de béton ou, lorsque le massif rocheux est suffisamment compétent, ils peuvent être laissés directement au roc sans revêtement (figure 1-2). Brekke et Ripley (1987) ont compilé plus de 150 publications de comportement de tunnels sous pression, parmi lesquels une cinquantaine d'incidents majeurs ont été rapportés. La majorité de ces incidents était associée à des fuites dans des tunnels non revêtus ou revêtus avec du béton. Les principales conséquences de ces événements ont été identifiées par ces auteurs et sont présentées dans le tableau 1.1.



Figure 1-2: Sections typiques de galeries d'amenées en charge (ou sous pression).

Pour ce travail, on définit comme non blindés les tunnels n'ayant pas de revêtement d'acier. Ce type de revêtement est le seul totalement imperméable qui assure l'intégrité complète du massif rocheux par rapport au problème des fuites. La sélection des zones à protéger avec un blindage repose sur l'évaluation du confinement du massif rocheux qui correspond à la capacité du massif à soutenir la pression d'eau sans qu'il y ait soulèvement des fractures préexistantes. Lorsqu'il y a ouverture des fractures, il en résulte une augmentation de la conductivité hydraulique du massif et une augmentation des fuites, ce qui peut entraîner des conséquences graves (tableau 1.1).

Étant donné que le blindage des tunnels avec de l'acier est extrêmement long et coûteux à réaliser (Edvardsson et Broch, 2002), l'optimisation de la longueur et de l'emplacement des sections blindées constitue donc le principal problème de la conception des tunnels sous pressions (Brekke et Ripley, 1987; Rancourt 2010).

Tableau 1.1: Conséquences des fuites excessives d'un tunnel sous pression (d'après Ripley, 1987)

1	Perte de revenus pour la centrale causée par la perte d'eau
2	Perte de revenus pour les industries dépendantes de la centrale durant la fermeture et les réparations.
3	Coûts de pompage pour enlever l'eau infiltrée dans les centrales souterraines
4	Problèmes d'opération, d'entretien et d'esthétique lorsque les fuites se produisent dans la zone de la centrale.
5	Développement de grandes pressions hydrauliques sous des structures géologiques ou des dépôts de faible perméabilité relativement au roc fracturé qui peuvent mener à des instabilités structurales ou des instabilités de pentes au bord des vallées.
6	Développement de grandes pressions hydrauliques autour des sections blindées d'acier ou revêtues de béton qui peuvent mener à la rupture par flambage du revêtement.
7	Formation de ruisseaux sur des dépôts érodables dans les pentes de vallées menant à des avalanches de débris.
8	Instabilité du tunnel ou du puits lorsqu'il y a formation de renards dans les matériaux érodables ou lorsqu'il y a lessivage des matériaux solubles.

L'approche actuelle de la conception consiste à localiser le tunnel de façon préliminaire au moyen de critères empiriques liés au couvert de roc. Puis, des mesures de contrainte in situ sont réalisées afin de vérifier l'état de contrainte du massif. Des essais de soulèvement hydraulique sont généralement utilisés puisqu'ils font appel à un mécanisme semblable à celui qui se produit lors du soulèvement non contrôlé des fractures. Les résultats de ces mesures dictent le positionnement final du tunnel et, s'il y a lieu, ces résultats permettent de délimiter les sections qui doivent être blindées. La société Hydro-Québec présentait, dans son rapport de synthèse du projet Toulmoustouc (2006), les conclusions suivantes vis-à-vis de la conception de la galerie d'amenée de l'aménagement.

Les essais de soulèvement hydraulique ont permis d'accumuler de l'information sur la résistance des massifs rocheux. Cependant, ce domaine devra encore faire l'objet de recherche et de réflexion, notamment en matière d'interprétation des résultats, pour adapter la conception des ouvrages d'amenée souterrains aux conditions géologiques et pour l'optimiser.

Les difficultés liées à la géologie et les coûts importants qui en ont résulté ont démontré l'importance de réduire ces risques en procédant à des investigations plus poussées et mieux ciblées avant le début des travaux.

1.2 Énoncé du problème

L'une des difficultés lors de la mesure des contraintes dans les massifs rocheux est la grande variabilité qui leur est associée. Le caractère aléatoire de l'intensité et de l'orientation des composantes de contraintes en présence d'un massif hétérogène ou fracturé est en partie à l'origine de cette variabilité, mais il faut aussi ajouter la difficulté d'interpréter correctement les mesures de soulèvement hydraulique pour lesquels la complexité des mécanismes en jeux n'est pas entièrement considérée dans les modèles d'interprétation. Ainsi, il arrive parfois de surestimer ou de sous-estimer la contrainte normale à la fracture. La répétition des mesures en différents points du massif rocheux permet alors un échantillonnage dans une population aux caractéristiques aléatoires. L'approche habituelle ne considère que la plus faible valeur de contrainte mesurée dans la zone du tunnel sous pression (Hartmaier et al., 1998). Cette approche pose problème puisque la plus faible valeur mesurée n'est pas nécessairement la plus faible valeur présente dans la zone d'intérêt du massif. De plus, si l'on ne se fie qu'à une mesure, elle ne donne qu'une information ponctuelle et on ne sait pas si l'erreur associée à celle-ci entraîne une surestimation ou sous-estimation de la contrainte. Devant le caractère aléatoire de l'ensemble des résultats de mesure, il est plus intéressant d'utiliser cet ensemble pour caractériser la population et ainsi mieux identifier les valeurs minimales qui sont celles requises pour la conception des tunnels sous pression et d'y ajouter une connaissance de la distribution de ces valeurs le long de l'axe du tunnel. C'est de l'exploitation optimale de l'ensemble des résultats disponibles dont fait l'objet la présente recherche.

1.3 Objectifs du projet

Ce projet vise à évaluer la pertinence d'utiliser la modélisation numérique en trois dimensions afin d'intégrer l'ensemble des résultats de mesures de contraintes par soulèvement hydraulique à la conception finale de tunnels sous pression non blindés, plutôt que de se limiter aux valeurs minimales obtenues de ces essais. Ceci est réalisé en utilisant les mesures in situ pour calibrer un modèle numérique représentant la zone où le tunnel sous pression doit être excavé tout en incluant la topographie de surface.

Une fois créé, ce modèle numérique peut être utilisé dans différentes phases d'un projet. Cette approche est d'ailleurs recommandée par Starfield et Cundall (1988). Ce travail a donc comme

objectifs secondaires d'évaluer la pertinence de la modélisation numérique comme outil permettant aussi d'améliorer les phases préliminaires de conception du projet (avant la réalisation des essais de mesure de contrainte in situ), notamment :

1. le positionnement préliminaire du tunnel en avant-projet, ce qui permet de remplacer les critères de conception empiriques ou d'améliorer leur interprétation.
2. le positionnement des points de mesure par soulèvement hydraulique avant et pendant les campagnes d'exploration.

1.4 Structure du mémoire

Le mémoire est divisé en 7 chapitres qui mènent au développement de la méthodologie, à sa vérification et à son application :

Chapitre 1 : Introduction

Chapitre 2 : Revue de la littérature

Les essais de soulèvement hydraulique sont d'abord abordés en détail. Puis, les principaux critères de conception en relation avec le soulèvement hydraulique non désiré dans les tunnels non blindés sont présentés. On décrit notamment l'approche habituelle pour l'évaluation préliminaire et finale du facteur de sécurité.

Chapitre 3: Méthodologie

Cette section est consacrée à la méthodologie développée dans le cadre de ce travail. L'élaboration du modèle numérique est d'abord présentée suivie de l'approche proposée pour analyser les mesures de contraintes par soulèvement hydraulique de manière à évaluer les conditions aux frontières optimales du modèle numérique représentant la zone d'intérêt.

Chapitre 4: Validation de la méthodologie

Le modèle numérique ainsi que l'approche pour l'évaluation des conditions aux frontières sont validés dans cette section. La validation des modèles numériques consiste entre autre à évaluer le type de conditions aux frontières à appliquer pour reproduire au mieux la distribution des contraintes prédites par des modèles analytiques qui tiennent compte d'une topographie monotone. L'élaboration du modèle de distribution de contrainte par le biais du principe de superposition est aussi validée.

Chapitre 5 : Application de la méthodologie

On présente dans cette section l'application de la méthode proposée au projet Toulnostouc d'Hydro-Québec. Après avoir élaboré la géométrie du massif rocheux comprenant la topographie de surface dans un modèle numérique, ce modèle est utilisé afin d'évaluer de façon préliminaire l'état de contrainte dans le massif, avant la réalisation des premiers essais de mesure de contrainte. On présente par la suite l'utilisation du modèle numérique lorsque des résultats d'essais sont disponibles. Ces mesures in situ sont intégrées au modèle numérique afin de le calibrer, ce qui permet d'obtenir l'état de contrainte en trois dimensions en tout point du modèle.

Chapitre 6 : Discussion

Chapitre 7 : Conclusions et recommandations

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Mesures de contraintes par soulèvement hydraulique

L'essai de soulèvement hydraulique est la méthode de mesure la plus couramment utilisée lors de l'évaluation de l'état de contrainte in situ pour la conception des tunnels sous pression non blindés. Ce travail cherche à établir une méthodologie permettant d'exploiter l'ensemble des résultats de ces essais grâce à la modélisation numérique. Il est donc important, afin de porter un jugement éclairé sur la représentativité des mesures de soulèvement hydraulique, de bien connaître la procédure d'essai, les hypothèses qui sont posées et les méthodes d'interprétation qui mènent aux résultats utilisés pour évaluer l'état de contrainte du massif rocheux.

2.1.1 Généralités

L'état de contrainte requis pour la conception de tunnels sous pression est généralement évalué, de façon préliminaire dans un massif rocheux, avec les critères de conception empiriques basés sur l'épaisseur du couvert de roc. Ces critères donnent un alignement sécuritaire de l'ouvrage lorsque le massif rocheux est de bonne qualité, homogène, isotrope et que l'épaisseur du mort terrain est connue. D'autre part, lorsque la topographie est marquée par des vallées profondes, ou des irrégularités topographiques importantes, la modélisation numérique en deux dimensions permet d'étudier l'influence de ces géométries sur le champ de contrainte (Cole, 2008; Rancourt, 2010). La pratique moderne consiste à appuyer la conception finale sur les résultats d'essais de mesure de contrainte in situ réalisés durant la phase d'exploration et/ou de construction.

Depuis la première description de la méthode par Cornet et Valette (1984), la méthode de soulèvement hydraulique des fractures préexistantes a rapidement gagné en popularité et elle est maintenant largement utilisée pour évaluer le potentiel de soulèvement dans les tunnels sous pression (Hartmaier et al., 1998). Ces essais peuvent notamment être réalisés avant les travaux, à partir de la surface. Ils donnent une mesure directe de contrainte dans un grand volume de roc par opposition aux méthodes d'essais basées sur le relâchement de contrainte qui nécessitent de connaître la déformabilité de la roche afin de convertir en contrainte, une mesure de déformation à l'échelle du centimètre.

En matière de coûts, la prise d'une seule mesure de soulèvement est assez simple à réaliser (mais complexe à interpréter) et relativement peu coûteuse (environ 2500\$ par essai) par rapport aux méthodes de relâchement de contrainte qui donnent toutefois le tenseur de contrainte complet (5000\$ à 10 000\$, tout dépendant de la méthode utilisée). Par ailleurs, si l'on s'intéresse principalement au tenseur de contrainte complet, celui-ci peut être obtenu à partir d'essais de soulèvement hydraulique en combinant les résultats de six essais réalisés sur des joints non parallèles préexistants (méthode HTPF, Haimson et Cornet (2003)). Cette approche peut être assez coûteuse et nécessite une distribution de fractures suffisamment variée pour permettre de résoudre les équations qui donnent le tenseur de contrainte.

Finalement, le principal avantage des essais de soulèvement hydraulique est qu'ils recréent, à l'échelle du trou de forage, les processus physiques qui se produiraient lors d'un éventuel soulèvement (non désiré) dans les tunnels sous pression (Doe et Korbin, 1987).

2.1.2 Description de l'essai

La méthode de mesure de contrainte par soulèvement hydraulique consiste en l'injection de fluide à très haute pression (de l'ordre du MPa) dans le massif rocheux dans le but de soulever une fracture d'orientation connue. Lors de l'essai, le liquide qu'on injecte à haut débit dans l'intervalle d'essai se propage dans la fissure ouverte, appliquant une pression normale à la surface. La force de soulèvement augmente proportionnellement à la grandeur de la surface soumise à cette pression. Le soulèvement se produit lorsque la pression d'eau dans la fracture excède la contrainte normale moyenne à celle-ci. On considère que la pression d'injection au moment du soulèvement correspond approximativement à la contrainte moyenne normale au plan de la fracture. L'orientation de cette contrainte est déterminée en supposant que la fracture garde la même orientation loin du trou de forage. Les fractures testées sont identifiées à partir des carottes de forages ou à partir de l'imagerie des trous. L'injection peut être réalisée à partir de la surface ou à partir d'une excavation souterraine dans des trous de 76 à 96 mm de diamètre (N à H). L'intervalle d'essai est isolé au moyen d'obturateurs de haute capacité. La figure 2-1 présente une vue schématique du montage d'un essai de soulèvement hydraulique. Le comportement idéalisé d'un essai de soulèvement hydraulique est présenté à la figure 2-2. La représentation classique pour l'interprétation de l'essai est un graphique de type Lugeon, avec le débit en fonction de la pression.

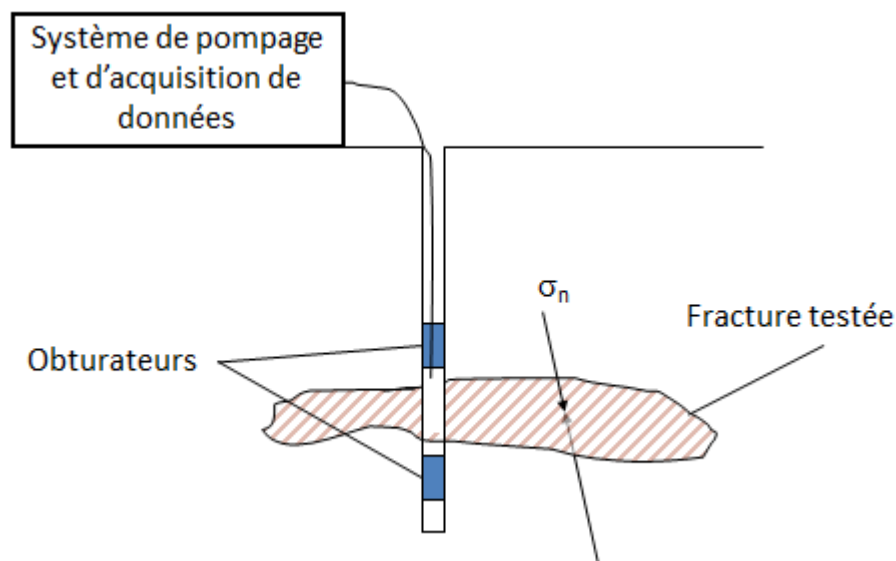


Figure 2-1: Montage pour un essai in situ de soulèvement hydraulique de fracture préexistante.

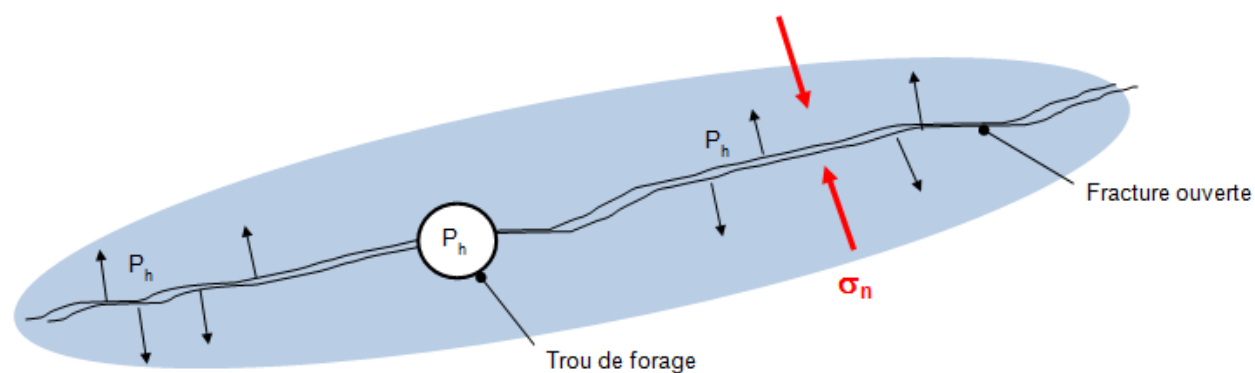


Figure 2-2: Représentation schématique de l'ouverture d'un joint lors de l'essai de soulèvement de fracture préexistante. Le trou de forage est soumis à une pression d'injection P_h qui se distribue sur la surface de la fracture ouverte. Le soulèvement se produit lorsque la pression hydraulique est égale ou supérieure à la contrainte in situ normale à la fracture σ_n .

2.1.3 Hypothèses et limitations de la méthode

- Les fractures délimitées aux parois du trou de forage sont testées en supposant que leur orientation est continue en s'éloignant du trou. Il est aussi supposé que la contrainte normale au plan est uniforme sur toute la surface de la fracture. Celle-ci doit être suffisamment grande pour que la contrainte normale qui s'y applique ne soit pas affectée par la concentration de contraintes engendrée par le forage (Cornet et al., 2003).

- Une seule fracture est ouverte au cours de l'essai. L'ouverture de plusieurs fractures change le champ de contraintes locales. Le débit d'injection doit être choisi de manière à être suffisamment faible pour assurer la réouverture d'une fracture préexistante sans en créer de nouvelle.
- Pour que l'interprétation des résultats soit considérée valable, la fracture testée doit avoir atteint un état stationnaire (Cornet et al., 2003). Un état non stationnaire correspond à une expansion non contrôlée des fractures.
- Les résultats sont les mieux bornés lorsque les tests effectués sont nombreux et que les fractures testées ont des orientations variées.
- Cette méthode suppose que le massif rocheux est homogène dans le volume d'intérêt. Lorsque les essais sont éloignés de plus de 50 m, il peut être nécessaire de supposer un gradient de contrainte entre les essais.

2.1.4 Procédure

La Société Internationale de Mécanique des Roches (ISRM en anglais) émet des propositions de méthodologie pour différents essais réalisés sur les roches. La méthode proposée par l'ISRM pour la mesure de contrainte par soulèvement hydraulique des fractures préexistantes a été développée par Haimson et Cornet (2003). Elle y est présentée pour le calcul du tenseur de contrainte complet qui est basé sur la combinaison des résultats de plusieurs essais. Toutefois, de manière à évaluer la contrainte minimale vraie de soulèvement hydraulique ($(\sigma^{HJ})_{min}$) pour la conception de tunnels sous pression non blindés, on s'intéresse plutôt au résultat de chaque mesure prise séparément. Le lecteur intéressé par le calcul du tenseur de contrainte ou par une description complète de la méthodologie est renvoyé à la publication de Haimson et Cornet (2003). La procédure d'essai pour chaque mesure se résume comme suit :

- 1- Le trou est foré jusqu'au niveau de la zone d'intérêt. L'intervalle d'essai est identifié à partir des carottes de roc prélevées. Lorsque possible, l'essai devrait être réalisé sur une fracture planaire et isolée. Lorsque plusieurs fractures sont présentes dans l'intervalle d'essai, l'orientation de la fracture soulevée devrait être mesurée après l'essai. L'orientation des fractures testées devrait être suffisamment variée pour permettre un bon échantillonnage du champ de contraintes. Ceci permet d'augmenter

la probabilité de mesurer la contrainte minimale de soulèvement hydraulique $((\sigma^{HJ})_{min})$.

- 2- Les paramètres d'injection (pression dans l'intervalle, débit, volume total injecté) sont enregistrés en continu pour permettre l'interprétation adéquate des résultats.
- 3- La fracture est ouverte en augmentant graduellement la pression tout en maintenant un débit constant. La pression de soulèvement devrait être obtenue en 1 à 3 minutes. Lorsque la fracture est soulevée, le pompage est arrêté. La pression diminue rapidement au début, alors que la fracture est toujours ouverte, puis plus lentement après la fermeture. La pression de fermeture (shut-in pressure - P_s - en anglais) est notée.
- 4- Suite à l'ouverture initiale de la fracture, cette dernière est testée en augmentant le débit par paliers. Lorsque la fracture est complètement ouverte, l'injection est arrêtée et la pression de fermeture (P_s) est mesurée. Ce cycle devrait être réalisé deux à trois fois. La pression de fermeture (P_s) peut aussi être mesurée en diminuant la pression en paliers plutôt que d'arrêter l'injection après l'ouverture de la fracture.

La vérification de l'orientation de la fracture testée après l'essai est souvent négligée lors des campagnes d'investigation pour les tunnels sous pression. Toutefois, cette information est cruciale pour l'analyse du champ de contrainte et tout particulièrement lors de l'application de la méthodologie présentée dans ce mémoire. En regard de l'effort requis pour la réalisation de l'essai de soulèvement hydraulique, la mesure de l'orientation de la fracture après l'essai est très simple et rapide, c'est pourquoi cette mesure devrait toujours être faite.

Un désaccord existe dans la littérature quant à l'utilisation de la fracturation hydraulique pour la mesure de contrainte. Certains auteurs considèrent qu'un essai réalisé sur une fracture créée artificiellement peut être interprétée comme un essai réalisé sur une fracture naturelle avec la méthode du soulèvement hydraulique (Broch et al., 1997; Hartmaier et al., 1998). Cette méthode d'essai est parfois utilisée lorsque le massif contient peu ou pas de fractures ouvertes. Toutefois, l'utilisation de la fracturation hydraulique pour la mesure du confinement du massif dans le cadre des projets hydroélectriques est contestée en raison de la possibilité que la fracture créée s'oriente dans un plan de faiblesse du massif non relié au champ de contrainte (anisotropie de résistance liée à des plans de foliation ou lithologique). La contrainte mesurée peut alors être différente de la

contrainte principale mineure, ce qui est non conservateur (Brekke et Ripley, 1987). La fracturation hydraulique est aussi peu appropriée lorsque l'on s'intéresse à l'orientation de la contrainte mesurée puisque les fractures ont tendance à changer d'orientation en s'éloignant du trou de forage lorsque celui-ci n'est pas parallèle à une contrainte principale (Fairhurst, 2003).

2.1.5 Méthodes d'interprétations

Il existe une grande variété de techniques permettant d'estimer la contrainte de soulèvement d'une fracture. Cette diversité de méthodes illustre la difficulté de l'interprétation du comportement des fractures lorsqu'elles sont soulevées hydrauliquement.

L'indicateur de soulèvement le plus commun est la rupture de pente de la courbe pression-débit (P-Q). Ce type de graphique, représenté schématiquement à la figure 2-3, reflète trois phases du soulèvement d'un joint. Le comportement est d'abord linéaire, alors que l'ouverture du joint est constante et que le débit est fonction de la pression appliquée (phase 1). Puis, lorsque la pression du fluide dépasse la contrainte normale au joint, le soulèvement hydraulique du joint se produit (HJ), entraînant une augmentation de la conductivité hydraulique, permettant l'entrée de plus de fluide sous pression. Alors que la zone de dilatation s'étend, le débit augmente de façon non linéaire (phase 2). La zone de dilatation du joint s'étend jusqu'au point où la contrainte in situ normale au joint contrebalance la pression du fluide. La troisième partie de la courbe P-Q est alors linéaire (phase 3). Hartmaier et al. (1998) proposent d'utiliser le début et la fin de la zone non linéaire comme bornes à la contrainte de soulèvement hydraulique. Une contrainte intermédiaire peut être obtenue par l'intersection des tangentes aux sections linéaire 1 et 3.

Il a été observé par Rutqvist et Stephansson (1996), Cornet et al. (2003) et Dahlo (2003) que la pression des pores peut entraîner une surestimation de la contrainte normale à la fracture lors de la phase de soulèvement des essais. Marulanda et al. (1990) observent aussi que la pente de la première section de la courbe (phase 1, figure 2-3) est proportionnelle à la perméabilité in situ, ce qui peut rendre difficile l'interprétation de la courbe de soulèvement. Cornet et al. (2003) recommandent donc de ne pas utiliser les résultats des phases de soulèvement des fractures lors de l'interprétation des essais. Haimson et Cornet (2003) suggèrent ainsi dans la méthode de l'ISRM d'utiliser plutôt la pression de fermeture du joint (shut-in pressure en anglais - P_s). Ils ajoutent par contre qu'il est aussi possible d'interpréter la phase de soulèvement du joint lorsque

la méthode par paliers est utilisée. Ils recommandent toutefois d'appliquer des précautions supplémentaires lors de l'interprétation des résultats de soulèvement.

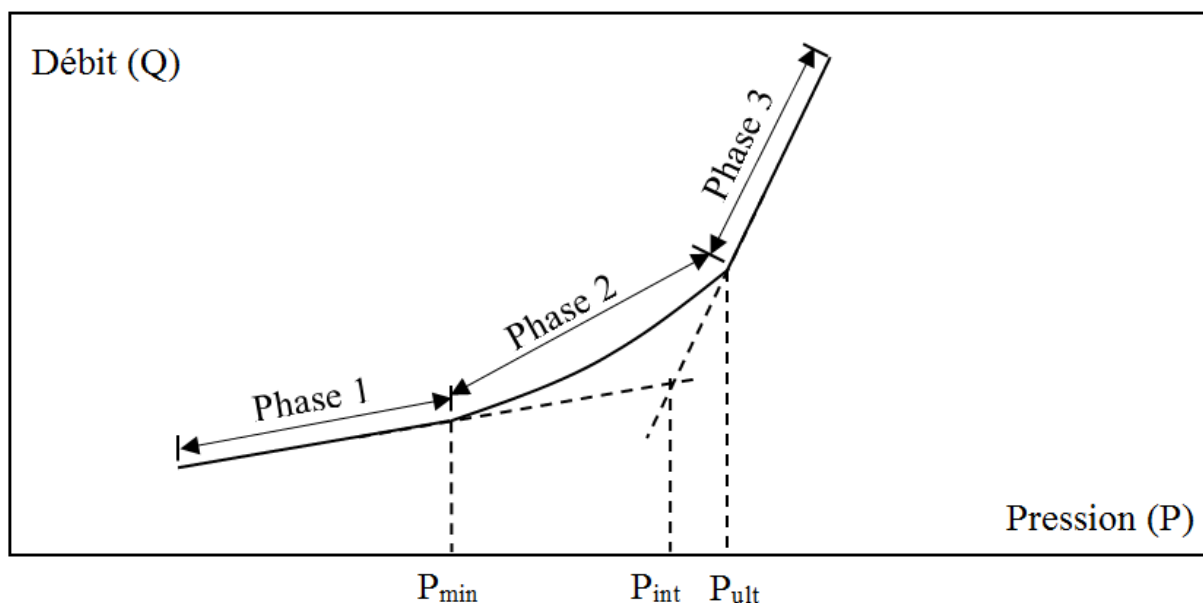


Figure 2-3: Trois méthodes d'interprétation du point d'inflexion sur le graphique du débit en fonction de la pression (Q-P) lors des cycles par paliers (d'après Hartmaier et al., 1998). Les points formant la courbe correspondent aux paliers stabilisés.

Haimson et Cornet (2003) proposent deux façons de diminuer la pression après le soulèvement d'une fracture afin d'identifier le point de fermeture. La première consiste à arrêter l'injection, puis analyser la décroissance de la pression avec le temps (*shut-in curves*). La seconde consiste à réaliser l'essai en variant la pression par paliers afin de délimiter plus précisément le point d'inflexion lorsque celui-ci est difficile à déterminer avec la première méthode.

Finalement, il est fortement recommandé d'utiliser plusieurs méthodes pour interpréter les résultats des essais de soulèvement hydraulique. Les différentes valeurs obtenues devraient être comparées et, lorsque celles-ci ne sont pas équivalentes, l'essai devrait être analysé pour identifier la valeur la plus plausible.

Tableau 2.1: Différentes méthodes d'interprétation d'un essai de soulèvement hydraulique

1- Méthodes basées sur le graphique de la pression en fonction du débit (P-Q) lors des cycles par paliers		
(Doe et Korbin, 1987)	Le soulèvement minimum	Il s'agit du point auquel la relation P-Q devient non linéaire, indiquant le début du soulèvement.
(Hartmaier et al., 1998)	L'intersection des droites	
	Le soulèvement maximum	La pression de soulèvement maximum est observée lorsque la fracture est complètement ouverte. On observe alors une variation du débit pour une pression constante indiquant l'ouverture ou la propagation de la fracture. Cette valeur de pression est la moins sécuritaire étant donné que ce comportement entrainerait de graves problèmes pour un tunnel sous pression non revêtu.
(Rutqvist et Stephansson, 1996)	La pression à zéro-débit	
2- Méthodes d'interprétation utilisant le graphique de la pression en fonction du temps pendant les cycles de fermeture (shut-in)		
(Gronseth et Kry, 1983)	Le point d'inflexion	La pression de fermeture correspond à la pression résiduelle immédiatement après la chute de pression. La valeur de pression de fermeture est généralement très proche de celles obtenues à partir de la courbe P-Q (Golder, 2003).
(Enever et Chopra, 1986)	L'intersection des tangentes	
3- Méthode d'interprétation utilisant le graphique dt/dP en fonction de la pression (P) pendant les cycles de fermeture (shut-in)		
(Hayashi et Haimson, 1991)	Fin du soulèvement	Identifie la pression pour laquelle le processus d'ouverture mécanique de la fracture arrête. Il s'agit du point auquel la relation devient non linéaire. Ce point est la limite supérieure de la pression de fermeture.
	Fermeture complète de la fracture	Identifie la pression pour laquelle la fracture se referme complètement. Il s'agit du point pour lequel le débit retrouve un comportement semblable à la loi de Darcy. Ce point est la limite inférieure de la pression de fermeture.
4- Méthodes d'interprétation utilisant le graphique de la vitesse de décroissance de la pression (-dP/dt) en fonction de la pression (P) pour la courbe de fermeture (shut-in) lors des cycles par paliers		
(Gutierrez, 2004);	-dP/dt minimum	
(Tunbridge, 1989; Lee et Haimson 1989).	-dP/dt maximum	
5- Méthode d'interprétation utilisant le graphique logarithme de la pression (log(P)) en fonction du temps (t)		
Aamodt et Kuriyagawa (1983)	log(P) vs t	

2.1.6 Évaluation de la qualité des mesures

L'évaluation de la qualité des essais se fait généralement de manière qualitative en comparant les résultats entre eux. La comparaison des essais suppose aussi l'analyse résultats obtenus à partir de différentes méthodes d'interprétation. Lorsque plusieurs indicateurs de soulèvement suggèrent des valeurs de pression similaires, l'essai est considéré valide.

La qualité de l'essai est mise en doute lorsque le débit augmente pour une pression constante sur le graphique P-Q par paliers. Ce comportement suggère que la fracture continue de s'ouvrir pendant l'injection et l'essai est qualifié d'instable. Par opposition, un soulèvement stable est caractérisé par un débit constant qui indique que la fracture s'est ouverte, mais qu'elle ne se propage plus. Un soulèvement instable peut varier d'une augmentation graduelle du débit à une situation où le débit augmente rapidement et où la pompe ne peut maintenir la pression. L'instabilité du soulèvement apparaît souvent au dernier palier de l'essai, avant la rupture de pente du graphique P-Q.

Les essais peuvent être impossibles à interpréter lorsque la perméabilité naturelle des fractures est élevée. Le débit peut alors excéder la capacité de la pompe, ce qui rend le soulèvement difficile à observer sur la courbe P-Q.

La qualité des mesures peut aussi être évaluée en fonction de paramètres externes comme l'influence des excavations adjacentes ou la procédure de l'essai. Certains auteurs considèrent que les essais de soulèvement hydraulique réalisés sur des fractures créées artificiellement (c'est-à-dire par fracturation hydraulique) sont plus fiables que ceux réalisés sur des fractures naturelles pour mesurer la contrainte minimale du massif. Ils accordent donc plus de valeur aux essais pour lesquels la fracturation hydraulique s'est produite (Hartmaier et al., 1998).

Finalement, lorsqu'il est question d'évaluer le tenseur de contrainte complet (méthode HTPF), Mayeur (1999) suggère d'évaluer la qualité de l'ensemble des essais utilisés pour le calcul du tenseur de contrainte plutôt que d'évaluer les mesures une à une (tableau 2.1, tableau 2.2). Les critères qu'il présente sont plus rigoureux que ce qui est nécessaire dans le cadre d'un projet de tunnel sous pression, ils fournissent toutefois un point de référence intéressant :

Critère 1 : Le nombre de tests réalisés (n_t). Celui-ci devrait être le plus élevé possible;

Critère 2 : La distance entre les essais (D) devrait être la plus faible possible;

Critère 3 : Le nombre moyen de fractures par tests ($\frac{n_f}{n_t}$), toujours supérieur ou égal à 1, devrait être le plus faible possible.

Tableau 2.1: Évaluation de la qualité d'un groupe d'essais selon trois critères pour la méthode HTPF (Mayeur 1999)

Critère	Bon	Moyen	Mauvais
1- Nombre de tests	$n_t \geq 14$	$7 \leq n_t \leq 14$	$n_t \leq 7$
2- Distance	$D \leq 100$	$100 \leq D \leq 200$	$D \geq 200$
3- Fractures par test	$\frac{n_f}{n_t} \leq 1.5$	$1.5 < \frac{n_f}{n_t} \leq 2$	$\frac{n_f}{n_t} \geq 2$

Tableau 2.2: Classification du groupe de mesures en fonction des critères d'évaluation

Classe du groupe de mesure	Valeur des critères	Conséquence sur l'interprétation
Classe A	Tous les critères sont bons ou moyens	Aucune
Classe B	Les critères 1 et 3 sont bons ou moyens, le critère 2 est mauvais	Précautions particulières
Classe C	L'un des critères 1 ou 3 est mauvais	Remise en cause de la fiabilité

2.2 Critères de conception

La modélisation numérique en trois dimensions est présentée dans ce mémoire comme un outil permettant d'améliorer le processus de conception des tunnels sous pression non blindés. Il semble ainsi important de présenter en premier lieu les critères de conception usuels pour l'évaluation de l'état de contrainte in situ en avant-projet (évaluation préliminaire) et pour la conception finale du tunnel (évaluation finale).

2.2.1 Évaluation préliminaire

L'analyse préliminaire des contraintes pour le positionnement initial d'un tunnel s'appuie généralement sur un critère empirique basé sur l'épaisseur du couvert rocheux. Il s'agit d'une manière indirecte d'évaluer la contrainte principale mineure σ_3 pour des contextes géologiques où cette contrainte est sub-verticale. Le critère de conception le plus couramment utilisé est le critère norvégien de Berg-Christensen et Dannevig (1971) (équation 2.1). Cette règle détermine la distance minimale de la surface à laquelle un tunnel peut être positionné de façon sécuritaire (en égard au facteur de sécurité choisi) lorsqu'il est soumis à une pression hydraulique ($\gamma_w H$).

$$C_{RM} \geq \frac{FS\gamma_w h}{\gamma_r \cos\beta} \quad (2.1)$$

où

C_{RM} = couvert de roc minimal du tunnel, mesuré perpendiculairement à la surface;

FS = facteur de sécurité;

γ_w = poids volumique de l'eau;

γ_r = poids volumique du roc;

h = charge hydraulique;

β = pente moyenne de la vallée.

Les critères de conception empiriques ont été développés pour des massifs homogènes isotropes de bonne qualité. Ils supposent plusieurs hypothèses simplificatrices sur la distribution de contrainte dans le massif. La contrainte principale mineure σ_3 est évaluée à partir de l'épaisseur du couvert rocheux en supposant qu'elle est perpendiculaire à la surface du terrain. Dans ce travail, on s'intéresse à la modélisation numérique, car elle permet de calculer directement σ_3 ainsi que, si nécessaire, l'influence de l'anisotropie et des hétérogénéités locales.

2.2.2 Évaluation finale

Les essais in situ constituent la meilleure source d'information disponible sur l'état de contrainte in situ. Le positionnement final d'un tunnel sous pression ainsi que la délimitation des sections blindées à l'intérieur de celui-ci sont donc basées sur l'information tirée de ces mesures.

Il est de pratique courante d'évaluer un facteur de sécurité contre le soulèvement hydraulique à partir de la contrainte minimale mesurée $((\sigma^{mes})_{min})$ par différents essais dans un même secteur (Hartmaier et al., 1998; Rancourt et al., 2006). Le facteur de sécurité peut alors être évalué à partir de l'équation suivante :

$$FS = \frac{(\sigma^{mes})_{min}}{\gamma_w h} \quad (2.2)$$

Cette approche suppose une hypothèse importante; la contrainte minimale mesurée dans une zone est égale à la contrainte minimale de soulèvement hydraulique de ce secteur $((\sigma^{HJ})_{min})$:

$$(\sigma^{mes})_{min} = (\sigma^{HJ})_{min} \quad (2.3)$$

Pour un réseau de joints très dispersé ou désordonné, $(\sigma^{HJ})_{min}$ s'approche de σ_3 . Par ailleurs, lorsque les familles de joints sont ordonnées et qu'aucun joint n'est orienté perpendiculairement à la contrainte principale mineure, $(\sigma^{HJ})_{min}$ peut être beaucoup plus élevé que σ_3 . Ainsi, pour certains projets, il est possible qu'une pression hydraulique dépassant σ_3 , mais inférieure à $(\sigma^{mes})_{min}$ soit acceptable¹.

L'hypothèse exprimée par l'équation 2.3 signifie aussi qu'il est de la responsabilité de l'ingénieur concepteur d'évaluer le risque associé à cette décision. Le risque est généralement évalué en comparant la probabilité de rupture (ici exprimée par l'équation 2.4) avec les conséquences de la rupture (équation 2.5, d'après Dai et al., 2000). Ici, les conséquences de la rupture sont exprimées de façon monétaire.

$$Probabilité\ de\ rupture = P(P_h > (\sigma^{HJ})_{min}) \quad (2.4)$$

où

P_h est la pression hydraulique maximum d'exploitation

¹ Par exemple, pour le projet Mauranger en Norvège, la pression hydraulique dans le tunnel dépassait de 4 MPa la contrainte principale mineure (Berg-Christensen, 1982 tel que rapporté par Ripley, 1987).

$$\text{Conséquences de la rupture} = P(\text{impact}) \cdot V \quad (2.5)$$

où

P(impact) est la probabilité que ce dépassement ait un impact sur les aménagements

V est la valeur de l'élément à risque, i.e. valeur des travaux de remédiation + valeur des pertes de charge, etc.

La probabilité de rupture (équation 2.4), est fortement liée à la contrainte minimale mesurée ($(\sigma^{mes})_{min}$), car le calcul du facteur de sécurité associé à la pression hydraulique maximale est réalisé à partir de cette valeur. Pour cette raison, les trous testés sont souvent forés dans trois directions distinctes afin de rencontrer toutes les orientations de joints possibles et vérifier que le joint présentant l'orientation la plus défavorable est bel et bien testé (i.e. l'équation 2.3 est vérifiée). Lorsque cette vérification n'est pas réalisée, il y a alors une probabilité non négligeable qu'il existe des fractures non testées pour lesquelles la contrainte de soulèvement est inférieure à la contrainte minimale mesurée.

Broch (1982) avance que l'approche la plus sécuritaire pour éliminer tout risque et éviter le soulèvement hydraulique des fractures consiste à s'assurer que la pression hydraulique est inférieure à la contrainte principale mineure σ_3 plutôt que $(\sigma^{HJ})_{min}$:

$$\frac{\sigma_3}{\gamma_w h} \geq FS \quad (2.6)$$

La contrainte principale mineure peut être obtenue soit en mesurant le tenseur de contrainte complet, soit à travers la modélisation numérique. La méthodologie présentée dans ce travail propose une façon d'évaluer la contrainte principale mineure in situ à partir du résultat de l'ensemble des mesures de contrainte par soulèvement hydraulique. Le facteur de sécurité contre le soulèvement hydraulique est alors évalué avec l'équation 2.6.

CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE

La méthodologie développée dans le cadre de cette maîtrise est présentée dans ce chapitre. On y expose l'élaboration d'un modèle de distribution de contraintes en trois dimensions qui représente la zone d'intérêt tout en incluant la topographie de surface et qui permet d'analyser rapidement l'état de contrainte en tout point du massif rocheux. Ce modèle permet d'optimiser le positionnement des premiers essais de mesure de contrainte afin d'optimiser leur positionnement. On présente par la suite la façon dont des résultats d'essais de soulèvement hydraulique peuvent être comparés aux composantes de contraintes correspondantes dans le modèle de distribution de contrainte afin de calibrer le modèle numérique. Pour ce faire, on évalue par moindres carrés les contraintes tectoniques initiales qui, imposées dans le modèle, minimisent la différence entre les contraintes mesurées en place et celles prédites aux mêmes points et dans les mêmes directions par le modèle numérique. Certaines analyses de sensibilité importantes sont aussi présentées. L'ensemble de la méthodologie devrait permettre d'obtenir une bonne connaissance de l'état de contrainte in situ tout en optimisant l'utilisation des mesures.

3.1 Construction du modèle numérique en trois dimensions

Le modèle numérique est créé en trois dimensions tout en incluant une reproduction réaliste de la topographie de surface du roc. Si l'information est disponible, on peut aussi inclure les différentes zones qui ont pu être identifiées sur le terrain et qui sont susceptibles d'affecter la distribution des contraintes comme l'hétérogénéité de déformabilité, l'anisotropie ou la présence de structures majeures ou d'excavations, pour autant que celles-ci n'empêchent pas de relier de façon linéaire les contraintes en tout point du modèle avec les conditions aux frontières. Par exemple, le glissement le long d'une faille ne serait pas acceptable puisque le comportement plastique que cela implique rompt le lien linéaire entre les conditions aux frontières et les contraintes en tout point du modèle. Des relations autres que linéaires pourraient être utilisées, mais cela compliquerait passablement la méthodologie.

Le temps de calcul étant toujours un enjeu important en modélisation numérique, il est d'abord nécessaire d'optimiser le dimensionnement du maillage pour permettre le calcul efficace et précis des contraintes engendrées par une anomalie topographique à la profondeur étudiée. Le maillage du modèle est alors créé à partir de l'information topographique. Des propriétés mécaniques sont

attribuées au modèle et celui-ci est soumis à un chargement pour lequel le logiciel de modélisation recherche un équilibre statique. De nombreux outils disponibles commercialement permettent la modélisation numérique en trois dimensions. Le logiciel utilisé pour ce travail est Flac3D.

3.1.1 Flac3D

Flac3D a été développé par Itasca Consulting Group de Minneapolis. C'est un logiciel reconnu et largement utilisé en mécanique des roches pour des problèmes en milieu continu. Le code permet notamment à l'utilisateur d'importer un maillage externe et de spécifier les conditions de chargement ainsi que la loi de comportement. Par exemple, McKinnon (2001) ainsi que Liu et Zhang (2010) utilisent le logiciel afin d'améliorer l'interprétation d'essais in situ. Ils empruntent tous deux une approche semblable à celle proposée dans ce travail consistant à calibrer le modèle tridimensionnel avec des mesures de contraintes in situ. L'approche proposée ici s'applique toutefois spécifiquement aux essais de soulèvement hydraulique et peut être utilisée même lorsque le tenseur de contrainte complet in situ n'est pas mesuré.

Le manuel de l'utilisateur de Flac3D présente une série de vérifications du logiciel réalisées en comparaison avec des solutions analytiques. On note entre autre la validation effectuée avec les équations analytiques pour un tunnel blindé soumis à un chargement anisotrope dans un milieu élastique et isotrope. Cette étude montre une très bonne concordance entre les résultats analytiques et ceux calculés par le logiciel. Il est important de mentionner qu'aucune validation du calcul de contrainte n'est présentée dans le manuel de l'utilisateur ou dans la littérature pour une géométrie irrégulière telle que la topographie. Puisqu'il existe des solutions analytiques pour des profils topographiques en deux dimensions, une validation des contraintes calculées par Flac3D pour ce type de géométrie est présentée à la section 4.1.3 de ce mémoire.

3.1.2 Dimensionnement du maillage

La principale faiblesse du calcul numérique en trois dimensions est le temps de résolution du problème. Malgré l'avancée rapide de la vitesse de calcul des ordinateurs au cours des dernières années, l'optimisation du maillage demeure toujours un élément important de la modélisation numérique afin de réduire le temps de calcul tout en permettant d'atteindre la meilleure reproduction des contraintes dans la zone d'intérêt.

La densité du maillage est choisie par l'utilisateur en fonction de la précision requise dans les zones de fort gradient de contrainte. Les contraintes sont calculées dans Flac3D aux centroïdes des éléments et cette valeur est considérée constante au sein du volume des éléments. Le logiciel n'émet aucun avertissement lorsque la variation de contrainte d'un élément à l'autre est trop importante pour être négligée. C'est à l'utilisateur de recourir à une des différentes méthodes d'interpolation intégrée dans le logiciel afin de régulariser la distribution de contraintes. Les différentes méthodes d'interpolations sont présentées à la section 4.2.

D'autre part, dans les zones présentant de forts gradients de contrainte, les interpolations entre les centroïdes des éléments voisins peuvent parfois mener à des résultats erronés (section 4.2). C'est dans ces zones que le raffinement du maillage est nécessaire. Pour les tunnels sous pression, les principales zones avec des gradients importants de contrainte sont :

1. Autour de l'excavation, dans un rayon d'environ trois fois le diamètre du tunnel;
2. Près des hétérogénéités géologiques;
3. Près de la surface, en présence de gradients de pente.

Dans le cadre de ce travail, la présence du tunnel et des structures géologiques sont négligées pour fin de simplification; aucun raffinement du maillage n'est donc réalisé dans ces zones.

Puisque les tunnels sous pression sont généralement situés à de faibles profondeurs, la topographie peut avoir un effet important sur le champ de contrainte dans la zone d'intérêt autour du tunnel. Tan et al. (2004) indiquent que la profondeur d'influence ($Z_i(b)$) d'une montagne ou d'une vallée symétrique bidimensionnelle de hauteur ($|b|$) est approximativement proportionnelle à cette hauteur et au ratio du gradient vertical de la contrainte tectonique horizontale ($\nabla\sigma_x$) et du gradient horizontal associé à la gravité ($K_o\rho g$) :

$$Z_i(b) \approx \frac{\nabla\sigma_x}{K_o\gamma_r} \cdot b \quad (3.1)$$

Cette relation peut être réécrite de manière à exprimer la dimension des plus petites anomalies topographiques (b_{min}) ayant une influence sur le champ de contrainte à la profondeur de la zone d'intérêt (Z_{zi}) :

$$b_{min} \approx \frac{K_o\gamma_r}{\nabla\sigma_x} \cdot Z_{zi} \quad (3.2)$$

Une analyse est réalisée à la section 4.1.2 de ce mémoire afin d'évaluer la précision de calcul du logiciel pour différentes densités de maillage. Les résultats sont validés avec la solution analytique de Savage et Swolfs (1986) qui prédit la distribution de contrainte associée à une montagne isolée soumise à un chargement gravitaire et à un chargement tectonique constant ($\sigma_x = \rho g b$). Les résultats indiquent que pour reproduire adéquatement le comportement d'une montagne de hauteur b_{min} à la profondeur Z_{zi} , la dimension optimale (d_e) des éléments du maillage est donnée par l'équation 3.3 :

$$d_e = \frac{b_{min}}{4} \quad (3.3)$$

3.1.2.1 Position des frontières

La dimension du modèle doit être telle qu'elle intègre la zone d'intérêt du massif tout en laissant une marge suffisante pour que les contraintes étudiées ne soient pas affectées par les effets de bords du modèle. La grandeur du modèle, tout comme la densité du maillage, est limitée par le temps de calcul et la mémoire de l'ordinateur. Il est possible d'utiliser un maillage plus grossier en périphérie du modèle de manière à éloigner les frontières sans trop augmenter le temps de calcul. Toutefois, puisque la zone d'intérêt est relativement petite et que le nombre d'éléments est acceptable pour ce projet, une seule densité de maillage a été utilisée.

3.1.3 Création du maillage

Flac3D ne permet pas la création d'un maillage basé sur l'interpolation linéaire ou le krigeage d'un fichier de points. Il est donc nécessaire de créer d'abord le maillage de la surface dans un autre programme, puis d'importer les coordonnées des nœuds de chaque élément dans Flac3D. Il est alors possible d'exécuter l'extrusion automatique du maillage de la surface à un modèle en trois dimensions. Le fichier de commande *maillage.doc* permet de définir les propriétés géométriques du maillage qui seront ensuite utilisées par le script *maillage.fis* qui attribue les coordonnées aux nœuds de chaque zone du maillage. Pour que cette méthodologie fonctionne, les éléments du maillage doivent être rectangulaires et leurs dimensions constantes dans tout le modèle selon x et y. Tous les fichiers de commande sont présentés à l'annexe A.

Le logiciel Quicksurf 2008 est utilisé afin de créer le maillage de la surface qui est utilisée dans Flac3D. Cette application fonctionne sur l'interface AutoCAD qui est le logiciel de dessin

technique le plus utilisé dans l'industrie. De plus, pour la majorité des projets de tunnels, la topographie régionale est disponible en format AutoCAD. L'application Quicksurf est très simple d'utilisation et relativement peu coûteuse. Elle permet de réaliser différents types d'interpolations entre les points d'élévations topographiques. Le mode d'interpolation utilisé pour ce projet est linéaire. Les coordonnées des nœuds des éléments peuvent être exportées de Quicksurf vers un chiffrier afin d'ordonner les données de manière à ce qu'elles puissent être lues dans Flac3D par le script *maillage.fis*.

3.1.4 Propriétés, conditions frontières et chargement du modèle

Une fois le maillage créé, le script *chargement.doc* (annexe A) est utilisé afin de calculer les distributions de contraintes correspondant à quatre sollicitations élémentaires du modèle (tableau 3.1). Les contraintes résultant de ces quatre sollicitations seront par la suite utilisées pour calculer à l'aide du principe de superposition, les contraintes aux points d'intérêt du modèle résultant de combinaisons linéaires de ces sollicitations (section 3.2).

Tableau 3.1: Présentation des quatre chargements élémentaires appliqués au modèle

Sollicitations	Facteur de pondération	Chargements élémentaires	Commentaires
$[\sigma_{ij}^{grav}]$	1	Poids volumique	Chargement uniquement gravitaire.
$[\sigma_{ij}^x]$	A	1 MPa selon X	Chargements uniquement horizontal. La valeur est initialisée dans l'ensemble du modèle.
$[\sigma_{ij}^y]$	B	1 MPa selon Y	
$[\sigma_{ij}^{xy}]$	C	1 MPa selon XY	

Le script *chargement.doc* attribue aussi les propriétés géomécaniques du matériau au modèle. On suppose avec cette approche que le massif rocheux se comporte de manière élastique linéaire. La validité de cette hypothèse est essentielle pour que le principe de superposition puisse être appliqué. De plus, pour fins de simplifications, on suppose que le massif rocheux est homogène et isotrope, quoique que ces hypothèses ne soient pas requises pour appliquer le principe de superposition.

Les quatre sollicitations du modèle sont appliquées en initialisant les contraintes dans l'ensemble du modèle et en fixant les déplacements horizontaux nuls aux frontières latérales du modèle selon x et y. La frontière inférieure du modèle est quant à elle fixée selon z (déplacements verticaux nuls). Pour la sollicitation liée aux seuls effets de la gravité, les contraintes qui se développent

dans le modèle sont affectées par la gravité, par la valeur du coefficient de Poisson, par la masse volumique de la roche et par la topographie de la surface, puisque le modèle est homogène et isotrope. Le matériau se déforme alors sous son propre poids pour atteindre l'équilibre. Les trois autres sollicitations sont obtenues en initialisant seulement les contraintes horizontales, sans gravité, dans l'ensemble du modèle d'abord avec des contraintes normales unitaires dans la direction x seule, puis dans la direction y seule, puis un cisaillement unitaire dans le plan xy . Dans chacun des cas, le modèle numérique converge alors vers un état d'équilibre.

3.2 Élaboration du modèle de distribution des contraintes à partir des résultats du modèle numérique et du principe de superposition

Appliquées au modèle numérique, les sollicitations indiquées au tableau 3.1 permettent de calculer la contribution de chacune aux six composantes du tenseur de contraintes pour tous les points où des mesures de soulèvement hydraulique ont été réalisées. Le modèle mathématique élaboré utilise le principe de superposition des contraintes qui permet de décomposer une sollicitation complexe en une somme de sollicitations élémentaires dont les effets sur le champ de contrainte sont additionnés.

Les contraintes d'origine gravitaire peuvent ainsi être séparées des contraintes tectoniques. Les champs de contraintes générés par chacune de ces sollicitations peuvent ensuite être combinés linéairement pour évaluer le champ de contrainte total résultant d'une sollicitation quelconque. Ce modèle permet notamment d'évaluer l'état de contrainte in situ en tout point du massif rocheux avant la réalisation des premiers essais de mesure de contrainte.

Avec un modèle tridimensionnel reproduisant bien la topographie, on peut supposer que l'erreur sur le champ de contrainte gravitaire est assez faible si les déplacements aux frontières sont bien définis ou si les frontières sont suffisamment éloignées de la zone d'intérêt pour ne pas influencer l'état de contrainte qui y est calculé. Par ailleurs, la forme que prend la distribution des contraintes tectoniques est inconnue ou, au mieux, évaluée très approximativement, ce qui peut entraîner une erreur importante entre les composantes de contraintes calculées numériquement et les contraintes réelles in situ. Lorsque des mesures de contrainte in situ sont disponibles, il est possible d'évaluer les contraintes tectoniques qui, appliquées au modèle, permettent de reproduire le mieux possible les contraintes mesurées par les essais. Dans la méthodologie présentée ici, on suppose des contraintes tectoniques constantes, puisque l'effet d'un gradient peut être considéré

faible pour les profondeurs impliquées dans la conception des tunnels sous pression. Pour des mesures sur des fractures éloignées verticalement de plus de 50 m, il serait toutefois préférable de déterminer aussi des valeurs de gradients, comme le suggèrent Haimson et Cornet (2003) dans leur description de la méthode HTPF.

Une hypothèse communément utilisée en modélisation numérique est de considérer que les contraintes tectoniques sont horizontales. Le champ de contrainte tectonique peut alors être exprimé comme une combinaison linéaire des champs de contraintes générés par des chargements unitaires normaux de 1 MPa en X et en Y et une sollicitation en cisaillement dans le plan XY de 1 MPa. Les composantes de tenseur de contraintes obtenues de ces trois sollicitations sont exprimées respectivement comme : σ_{ij}^x , σ_{ij}^y et σ_{ij}^{xy} . En un point (m) appartenant au modèle, l'état de contrainte s'exprime par un tenseur $([\sigma_{ij}]_m)$.

La contribution associée au tectonisme en ce point peut s'exprimer par une combinaison linéaire des chargements unitaires comme :

$$[\sigma_{ij}^{tect}]_m = A \cdot [\sigma_{ij}^x]_m + B \cdot [\sigma_{ij}^y]_m + C \cdot [\sigma_{ij}^{xy}]_m \quad (3.4)$$

où

A, B et C sont des facteurs de pondération.

Le tenseur de contrainte résultant au point (m) $([\sigma_{ij}]_m)$ est alors obtenu en additionnant les effets des sollicitations gravitaire et tectonique en n'oubliant pas que le chargement gravitaire contribue lui aussi aux composantes de contraintes autres que verticales. Ce tenseur est donné par :

$$[\sigma_{ij}]_m = [\sigma_{ij}^{grav}]_m + A \cdot [\sigma_{ij}^x]_m + B \cdot [\sigma_{ij}^y]_m + C \cdot [\sigma_{ij}^{xy}]_m \quad (3.5)$$

3.3 Évaluation du chargement horizontal à partir des mesures de contrainte in situ et de la méthode des moindres carrés

McKinnon (2001) propose d'utiliser le tenseur de contrainte résultant de l'équation 3.5 et de le comparer au tenseur de contrainte mesuré en ce point dans le massif rocheux $([\sigma_{ij}^{mes}]_m)$ afin d'évaluer au mieux le chargement horizontal à initialiser dans le modèle numérique. Il propose de minimiser (Ψ), la somme des différences au carré entre les composantes de contraintes mesurées et calculées au point (m) (équations 3.6 et 3.7) :

$$\Psi = \sum \left((\Delta \sigma_{ij})_m \right)^2 \quad (3.6)$$

Où les composantes $(\Delta\sigma_{ij})_m$ du tenseur d'écart sont données par :

$$[\Delta\sigma_{ij}]_m = [\sigma_{ij}^{mes}]_m - [\sigma_{ij}]_m \quad (3.7)$$

La méthodologie de McKinnon (2001) repose sur l'utilisation d'un tenseur de contraintes complet qui doit être mesuré in situ. Une telle information est rarement disponible dans le cadre des projets de tunnels sous pression non blindés pour lesquels on s'intéresse de façon générale à la plus faible contrainte de soulèvement possible en fonction de l'orientation des familles de discontinuités (section 2.2.2). On réalise ainsi un grand nombre d'essais de soulèvement hydraulique de fractures dans chaque secteur étudié afin de recouper des joints de différentes orientations et mesurer la contrainte de soulèvement minimale. Ce type d'essai donne une seule composante du tenseur de contrainte, mais un nombre élevé de mesures est généralement réalisé. Il est donc possible, avec un minimum de trois mesures de soulèvement hydraulique d'orientations connues (contraintes tectoniques constantes en fonction de la profondeur), d'adapter l'approche de McKinnon (2001) pour évaluer les facteurs de pondération A, B et C qui reproduisent au mieux les contraintes mesurées par les essais de soulèvement hydraulique.

3.3.1 Analyse des mesures de soulèvement hydraulique

Les essais de soulèvement hydraulique mesurent une seule composante du tenseur de contrainte en un point (m), la contrainte normale au plan du joint testé $((\sigma_n^{mes})_m)$. La principale modification de la méthodologie de McKinnon (2001) pour l'utilisation des essais de soulèvement hydraulique consiste donc à calculer pour chaque point de mesure (m) l'écart $((\Delta\sigma_n)_m)$ entre la contrainte mesurée et la contrainte résultant du calcul numérique en ce point $((\sigma_n)_m)$, selon l'orientation (n). L'écart de reproduction de contrainte est ainsi exprimé par l'équation 3.8 pour les essais de soulèvement hydraulique :

$$(\Delta\sigma_n)_m = (\sigma_n^{mes})_m - (\sigma_n)_m \quad (3.8)$$

Cette relation requiert que l'orientation de la contrainte mesurée $((\sigma_n^{mes})_m)$ soit connue. Cette orientation est déduite de la trace de la fracture à la paroi du trou de forage en supposant que l'orientation de la fracture est constante en s'éloignant du trou. En pratique, plusieurs joints sont souvent présents dans l'intervalle de l'essai de soulèvement hydraulique. De manière à vérifier avec certitude quel joint a été soulevé lors de l'essai, la trace de celui-ci doit être mesurée après l'essai. On utilise l'orientation normale à ce joint pour évaluer numériquement au point (m) le

terme $(\sigma_n)_m$ de l'équation 3.8. Pour ce faire, une rotation matricielle du tenseur $[\sigma_{ij}]_m$ est effectuée afin d'obtenir la composante $(\sigma_{zz})_m$ selon la normale au joint considéré (n). Cette opération est représentée sur une projection stéréographique à l'annexe B. Le tenseur de contrainte obtenu de la rotation est noté $[\sigma_{ij}]'_m$ (équation 3.9) et la composante $(\sigma_{zz})'_m$ est alors alignée à $(\sigma_n^{mes})_m$ et égale à $(\sigma_n)_m$:

$$[(\sigma_{ij})']_m = [R] \cdot [\sigma_{ij}]_m \cdot [R]^T \quad (3.9)$$

où

$[R]$ est la matrice de rotation composée des cosinus directeurs de la transformation;

$[\sigma_{ij}]_m$ est le tenseur de contrainte résultant de la combinaison linéaire des tenseurs élémentaires (équation 3.5).

Le développement de cette relation pour $(\sigma_{zz})'_m = (\sigma_n)_m$ est présenté à l'équation 3.10 :

$$(\sigma_n)_m = (\sigma_{zz})'_m = r_{zx}^2(\sigma_{XX})_m + r_{zy}^2(\sigma_{YY})_m + r_{zz}^2(\sigma_{ZZ})_m + 2 \cdot r_{zx}r_{zy}(\sigma_{XY})_m + 2 \cdot r_{zx}r_{zz}(\sigma_{XZ})_m + 2 \cdot r_{zy}r_{zz}(\sigma_{YZ})_m \quad (3.10)$$

où,

$r_{zx} = \sin(\psi)$, $r_{zy} = \cos(\psi) \sin(\varphi)$, $r_{zz} = \cos(\psi) \cos(\varphi)$, avec les angles d'Euler; ψ = Azimut + 90° et φ = 90° - pendage².

En résumé, la composante résultante du calcul numérique au point m selon l'orientation normale à la fracture n $(\sigma_n)_m$ peut être exprimée en fonction de la relation 3.5 (équation 3.11) :

$$(\sigma_n)_m = (\sigma_{zz})'_m = \left(([\sigma_{ij}^{grav}]_m + A \cdot [\sigma_{ij}^x]_m + B \cdot [\sigma_{ij}^y]_m + C \cdot [\sigma_{ij}^{xy}]_m)_{zz} \right)' \quad (3.11)$$

Pour simplifier, cette relation peut être réécrite comme :

$$(\sigma_n)_m = \left(([\sigma_{ij}^{grav}] + A \cdot [\sigma_{ij}^x] + B \cdot [\sigma_{ij}^y] + C \cdot [\sigma_{ij}^{xy}])_n \right)_m \quad (3.12)$$

² En géomécanique, on note l'orientation des plans structuraux selon les paramètres azimut et pendage avec la convention du pendage à droite. Le pendage correspond à l'angle maximal que fait le plan structural avec l'horizontale. L'azimut est un angle qui est mesuré horizontalement dans le sens des aiguilles d'une montre. Il est compris entre la direction normale au pendage dans le plan du joint et le nord géographique.

La relation 3.8 peut ainsi être réécrite selon l'équation 3.13 :

$$(\Delta\sigma_n)_m = (\sigma_n^{mes})_m - \left(([\sigma_{ij}^{grav}] + A \cdot [\sigma_{ij}^x] + B \cdot [\sigma_{ij}^y] + C \cdot [\sigma_{ij}^{xy}])_n \right)_m \quad (3.13)$$

Cette équation présente trois inconnues : les paramètres de pondération A, B et C. Pour que le problème soit défini et qu'il soit possible de le résoudre, un minimum de trois mesures est nécessaire. Il s'agit alors de minimiser la somme des différences au carré obtenues pour chaque mesure (équation 3.14) :

$$\Psi = \sum_{m=1}^N ((\Delta\sigma_n)_m)^2 \quad (3.14)$$

où

N est le nombre de mesures utilisé dans l'optimisation et où les composantes $(\Delta\sigma_n)_m$ sont données par l'équation 3.13.

Pour simplifier la manipulation des données, toutes les composantes du tenseur de contrainte $[\sigma_{ij}]_m$ mesuré au point (m) dans Flac3D sont exportées vers un logiciel d'analyse de données (Excel) où il est possible d'évaluer $[\sigma_{ij}]_m$ avec la relation 3.5. La composante $(\sigma_{zz})'_m$ est ensuite calculée avec la relation 3.10, puis comparée à la contrainte mesurée $(\sigma_n^{mes})_m$ selon l'équation 3.8. La minimisation de la somme au carré des différences ainsi obtenues (équation 3.14) permet d'obtenir les paramètres A, B et C de manière à tenter de reproduire le mieux possible les contraintes tectoniques in situ dans le modèle numérique.

3.3.2 Sélection des mesures

La méthodologie décrite dans ce mémoire présente l'avantage de permettre l'utilisation de l'ensemble des essais réalisés lors de l'évaluation de l'état de contrainte in situ. Toutefois, lorsque l'orientation du joint soulevé n'est pas mesurée après l'essai, il est nécessaire pour intégrer les mesures au calcul de poser des hypothèses qui peuvent avoir un effet important sur le résultat de la calibration du modèle. Puisqu'un nombre élevé de mesures est généralement disponible, il est possible d'utiliser uniquement les mesures qui minimisent les hypothèses non vérifiées. Une échelle de qualité des mesures est donc nécessaire afin de sélectionner les mesures à utiliser pour la calibration du modèle. Notons qu'il ne s'agit pas ici d'évaluer la qualité des essais, de leur réalisation ou de leur interprétation. À priori, tous les résultats présentés pour l'évaluation des conditions aux frontières du modèle numérique sont considérés fiables. La

classification présentée est basée sur l'information disponible quant à l'orientation de la fracture soulevée et les hypothèses nécessaires à l'utilisation de cette mesure dans le calcul.

Lors de la comparaison des mesures avec les résultats de la modélisation numérique, le résultat de l'essai est comparé à la contrainte calculée dans le modèle à la position de l'essai et selon la même orientation. On attribue la cote A aux essais qui permettent d'étudier la bonne composante du champ de contrainte sans poser d'hypothèses. Ainsi, les meilleures mesures pour l'optimisation sont celles pour lesquelles l'orientation du joint soulevé est mesurée après l'essai. La cote A est aussi attribuée lorsqu'un seul joint d'orientation connue est présent dans l'intervalle d'essai. Ces mesures sont à privilégier. La méthodologie développée à la section 3.3.1 s'applique alors tel que présentée.

Lorsqu'un intervalle d'essai comporte plusieurs joints d'orientations connues avant l'essai, mais que l'orientation du joint soulevé n'est pas mesurée après l'essai, on attribue la cote B à la mesure. En effet, pour ces mesures il est nécessaire de supposer qu'un seul joint est soulevé et que ce joint est celui qui présente l'orientation la plus défavorable par rapport au champ de contrainte, c'est-à-dire celui pour lequel la contrainte normale au plan est la plus faible. La contrainte normale à chaque fracture contenue dans l'intervalle d'essai est alors calculée avec l'équation 3.11 et la contrainte minimale obtenue est utilisée ($\min(\sigma_n)_m$). L'équation 3.8 peut donc être réécrite comme:

$$(\Delta\sigma_n)_m = (\sigma_n^{mes})_m - \min(\sigma_n)_m \quad (3.15)$$

Finalement, lorsque l'orientation des joints dans l'intervalle d'essai n'est pas mesurée ni avant ni après l'essai, il faut supposer, pour être conservateur, que le joint soulevé dans cet intervalle est perpendiculaire à la contrainte principale majeure. Les mesures utilisées pour cette calibration devraient alors être uniquement celles que l'on juge comme pouvant correspondre à σ_1 . Puisque cette comparaison n'est pas liée à l'orientation des mesures, une erreur importante est rattachée à l'évaluation du champ de contrainte en trois dimensions à partir de ces mesures. On attribue ainsi la cote C à ces essais. L'équation 3.8 peut être réécrite pour cette situation comme:

$$(\Delta\sigma_n)_m = (\sigma_n^{mes})_m - (\sigma_1)_m \quad (3.16)$$

En résumé :

Qualité A = L'orientation du joint soulevé est mesurée après l'essai ou une seule fracture d'orientation connue est présente dans l'intervalle;

Qualité B = Plusieurs joints par intervalle, les orientations des joints sont connues;

Qualité C = Les orientations des joints sont inconnues.

Les essais de soulèvement hydraulique sont généralement réalisés à partir de la surface, avant l'excavation de la conduite forcée. Lorsque les essais sont réalisés à partir de l'intérieur d'une galerie et que l'excavation n'est pas représentée dans le modèle numérique, une seconde évaluation basée sur la distance de l'essai à l'excavation est suggérée (tableau 3.2, d'après Hartmaier et al., 1998). Les essais devraient être séparés en trois catégories de distance. La catégorie 1, incluant les essais situés à une distance supérieure à 3 fois le diamètre du tunnel. Les essais de cette catégorie sont considérés exempts de l'influence du tunnel (erreur < 5%). La catégorie 2, incluant les essais situés à une distance entre 1.5 et 3 fois le diamètre du tunnel. Ces essais subissent une certaine influence du tunnel. Les essais de catégorie 3 sont situés à moins de 1.5 fois le diamètre du tunnel et sont fortement influencés par celui-ci.

Tableau 3.2: Classification des mesures pour la calibration du modèle numérique

	($R \geq 3D$)	($1.5D < R < 3D$)	($R \leq 1.5D$)
Un seul joint dans l'intervalle ou l'orientation du joint soulevé est connue	A1	A2	A3
Plusieurs joints, orientations connues	B1	B2	B3
Orientations des joints inconnues	C1	C2	C3

Selon la disponibilité de l'information, il est recommandé d'exclure de l'optimisation les essais pour lesquels les fractures n'ont pas été orientées (qualité C). Ces mesures entraînent une erreur non négligeable dans l'optimisation puisqu'elles ne permettent pas de calculer la valeur de la contrainte selon la direction de l'essai. Cette erreur augmente avec l'accroissement de l'anisotropie du champ de contrainte.

D'autre part, les mesures situées à moins de 1.5 fois le diamètre du tunnel devraient aussi être enlevées du groupe de mesure servant à la calibration du modèle. À cette distance, l'influence du tunnel sur les mesures est supérieure à 10 %.

3.3.3 Méthode d'optimisation

Il existe de nombreux logiciels distribués commercialement qui permettent de faire de l'optimisation. Excel de la suite Office de Microsoft a été choisi pour son accessibilité.

L'application Solveur de la suite 2010 offre une variété de fonctionnalités qui rendent Excel parfaitement approprié pour l'optimisation. Excel 2010 permet entre autre les départs multiples et l'imposition de limites ou contraintes sur les variables de l'optimisation.

Le Solveur offre trois moteurs d'optimisation: Simplex PL, GRG non linéaire et évolutionnaire. Le moteur simplex PL est destiné aux problèmes linéaires. Notez que si l'orientation de toutes les mesures est connue, le problème est linéaire et ce moteur peut être utilisé pour résoudre l'équation 3.14. Lorsque ce moteur est utilisé, on peut être confiant qu'une solution globale est trouvée de l'optimisation. Si par ailleurs, l'orientation des joints testés n'est pas connue avec certitude, l'équation non linéaire 3.15 doit être utilisée et le moteur simplex PL ne peut pas fonctionner. Le moteur évolutionnaire est destiné aux problèmes complexes, le moteur GRG non linéaire est donc utilisé pour ce travail. Ce moteur permet généralement de trouver une solution globale à l'optimisation. La résolution est toutefois significativement plus longue que pour un problème linéaire.

Dans le cadre de ce travail, une limite de convergence de 0.000001 est requise et 500 valeurs de départ différentes sont utilisées. Les variables de l'optimisation (A, B, C) sont limitées par des contraintes sur l'optimisation pour permettre des valeurs de contraintes tectoniques initiales comprises entre 0 MPa et 5 MPa. Un exemple des fichiers Excel utilisés pour l'optimisation est présenté à l'annexe C de ce mémoire.

3.4 Influence de l'excavation

L'approche d'analyse des mesures basée sur la modélisation numérique permet de prendre en considération les effets des excavations sur les résultats des mesures de soulèvement hydraulique. Toutefois, dans l'exemple d'application de la méthode qui sera présenté au chapitre 5, l'excavation n'a pas été incluse dans le modèle numérique afin de minimiser le nombre de zones requises dans le modèle, ce qui permet d'accélérer la convergence de ce dernier vers un état d'équilibre. De plus, la création d'un maillage représentant la topographie dans Flac3D v.4.0 a été réalisée élément par élément, nœud par nœud et il aurait été relativement compliqué de créer simultanément le maillage pour le tunnel et pour la topographie dont la géométrie se propage en profondeur. Les maillages doivent ainsi être créés séparément et liés l'un à l'autre par la suite avec une commande appelée *Attach* qui donne parfois des résultats imprévisibles. Comme la liaison de plusieurs maillages peut devenir difficile, nous avons préféré mettre des efforts sur le

développement et l'application de la méthode plutôt que sur son raffinement, qui pourra toujours être réalisé par la suite. C'est pourquoi, dans ce projet de maîtrise une approche avec un maillage sans excavation a été privilégiée.

De manière générale, les mesures de soulèvement hydraulique sont réalisées suffisamment loin des excavations pour que l'influence de celles-ci sur les mesures soit négligeable. Cette source d'erreur est donc négligée lors de l'analyse des mesures in situ à la section 3.2.

Si toutefois on souhaite évaluer les erreurs potentielles, il existe différentes façon d'évaluer l'influence d'une excavation sur le champ de contrainte au niveau du point de mesure. Plusieurs solutions analytiques ont été développées pour évaluer les contraintes en élasticité parfaite à proximité d'une excavation bidimensionnelle simple (Bray, 1977; Brady et Brown, 1985). Des abaques ont aussi été développés à partir de solutions numériques pour représenter la distribution de contrainte autour d'excavations de forme simple (Eissa, 1980, présenté dans Hoek et Brown, 1980).

Considérant l'accessibilité et la simplicité des logiciels de calcul numérique par éléments frontières en deux dimensions, un outil de ce type peut être utilisé après la calibration du modèle numérique sur les mesures (section 3.3) afin d'estimer l'étendue de la zone d'influence d'une excavation de géométrie particulière sur le champ de contrainte.

3.5 Approche pour l'application de la méthodologie

Un des principaux avantages de la méthodologie est sa flexibilité quant à son application. Il peut ainsi être utile d'évaluer la sensibilité de l'optimisation à certains paramètres ou à certaines mesures avant d'utiliser les résultats de l'analyse pour la conception finale. Conséquemment, une approche par étape est préconisée pour gagner graduellement confiance dans les résultats du modèle et de sa calibration. Il est intéressant de mentionner que toutes ces analyses sont réalisées dans Excel à partir des mêmes distributions de contraintes obtenues du modèle numérique soumis à des chargements élémentaires. Pour chaque phase de l'analyse, il est toujours possible d'appliquer le résultat de la calibration au modèle numérique dans Flac3D afin d'obtenir une distribution tridimensionnelle des contraintes dans l'espace.

3.5.1 Phase 1 : sélection des mesures et première analyse

La qualité des mesures est évaluée selon les critères présentés à la section 3.3.2 et une hypothèse est posée pour utiliser les mesures. Une première optimisation est réalisée à partir de ces mesures qui sont toutes considérées bonnes relativement à la réalisation et à l'interprétation de l'essai de soulèvement. Les paramètres obtenus de cette première analyse minimisent la somme des différences entre les contraintes mesurées et prédites pour l'ensemble des essais. La distribution de contrainte ainsi obtenue sert de point de comparaison avec les résultats des mesures.

En théorie, si le modèle représentait parfaitement le massif rocheux et que les mesures étaient exactes, aucune ne devrait être supérieure à σ_1 ou inférieure à σ_3 . Dans la réalité, il est possible et même probable que certaines mesures soient à l'extérieur de l'intervalle formé par les contraintes principales obtenues de la première calibration du modèle.

Puisque la procédure de calibration consiste à réduire le carré de l'écart existant entre la contrainte mesurée et la contrainte correspondante calculée numériquement (équation 3.15), les mesures qui s'écartent fortement de $\min(\sigma_n)_m$ influencent d'avantage le résultat du calcul d'optimisation Ψ . Lorsque $(\sigma_n^{mes})_m$ est fortement supérieure à la contrainte minimale calculée en ce point, la comparaison erronée des deux contraintes influence de manière non conservatrice le résultat de la calibration. Il est ainsi préférable d'éliminer ces mesures du groupe utilisé pour l'optimisation (phase 2).

3.5.2 Phase 2 : élimination des mesures extrêmes

Dans le contexte d'incertitude que représente la comparaison de mesures réelles avec les résultats d'un modèle numérique, il est difficile d'établir un critère fixe pour éliminer les mesures qui introduisent une erreur dans la comparaison. Une approche conservatrice consiste à éliminer les mesures extrêmes qui tendent à augmenter l'estimation de l'état de contrainte dans le massif rocheux.

Deux types de références peuvent être utilisés pour évaluer une mesure : les contraintes principales ou la contrainte correspondante à la mesure ($\min(\sigma_n)_m$). Les contraintes principales du modèle numérique en un point fixent les bornes à l'intérieur desquelles devraient se situer les contraintes mesurées au même point. Il s'agit ainsi d'un indice de la représentativité du modèle suite à une calibration. La comparaison d'une mesure avec la contrainte calculée $\min(\sigma_n)_m$

correspondante indique d'autre part l'écart qui existe entre ces deux quantités et par conséquent l'influence de la mesure sur le résultat de l'optimisation. Puisqu'il s'agit ici d'améliorer le résultat de l'optimisation, la contrainte calculée est comparée à $\min(\sigma_n)_m$.

Afin d'évaluer la sensibilité de l'optimisation à la présence de mesures erronées, prenons le modèle qui est utilisé dans le cadre de l'application de la méthodologie (0). Vingt mesures sont utilisées pour calibrer le modèle ($N_t = 20$). La valeur d'intensité des contraintes d'un certain nombre d'essais sélectionnés aléatoirement est augmentée par un facteur de deux de manière à représenter une erreur de 100 % sur ces mesures³. On exprime la proportion de mesures modifiées comme :

$$p = \frac{N_m}{N_t} \cdot 100 \% \quad (3.17)$$

où

N_m est le nombre de mesures modifiées;

N_t est le nombre total de mesures.

L'erreur d'estimation des contraintes est exprimée en fonction de la proportion de mesures modifiées (p) et est donnée par :

$$\frac{(\sigma(p=0) - \sigma(p=x))}{\sigma(p=0)} \cdot 100 \quad (3.18)$$

Une optimisation est réalisée pour chaque groupe de mesures et les contraintes résultantes sont présentées au tableau 3.3. Le profil de la contrainte principale mineure selon l'axe du tunnel est représenté en fonction de p (figure 3-1). La figure 3-2 montre que la différence sur l'estimation de la contrainte principale mineure en un point (exprimée par l'équation 3.18) augmente significativement en fonction du nombre de mesures modifiées⁴. Puisque la surestimation de σ_3 est non sécuritaire, il est recommandé d'enlever de la calibration les mesures supérieures au double de la contrainte évaluée en un point (équation 3.18). Ainsi :

³ Il a été montré par Cornet et al. (2003) que l'erreur sur la mesure des contraintes par soulèvement hydraulique peut atteindre 100% de la valeur de la contrainte in situ.

⁴ Le modèle utilisé pour cet exemple est présenté au chapitre 5 : Application de la méthodologie. Le point analysé est situé au chainage 7 + 700 m de la galerie.

$$\text{Limite supérieure des mesures} = 2 \cdot (\min(\sigma_n)_m) \quad (3.19)$$

Tableau 3.3: Contraintes obtenues de l'optimisation en fonction de la proportion de mesures modifiées (p)

Mesures modifiées (p) (%)	σ_x (MPa)	σ_y (MPa)	τ_{xy} (MPa)
0	1.30	-0.12	0.84
11	1.55	0.00	0.89
22	1.83	0.12	0.73
33	1.86	0.54	0.52

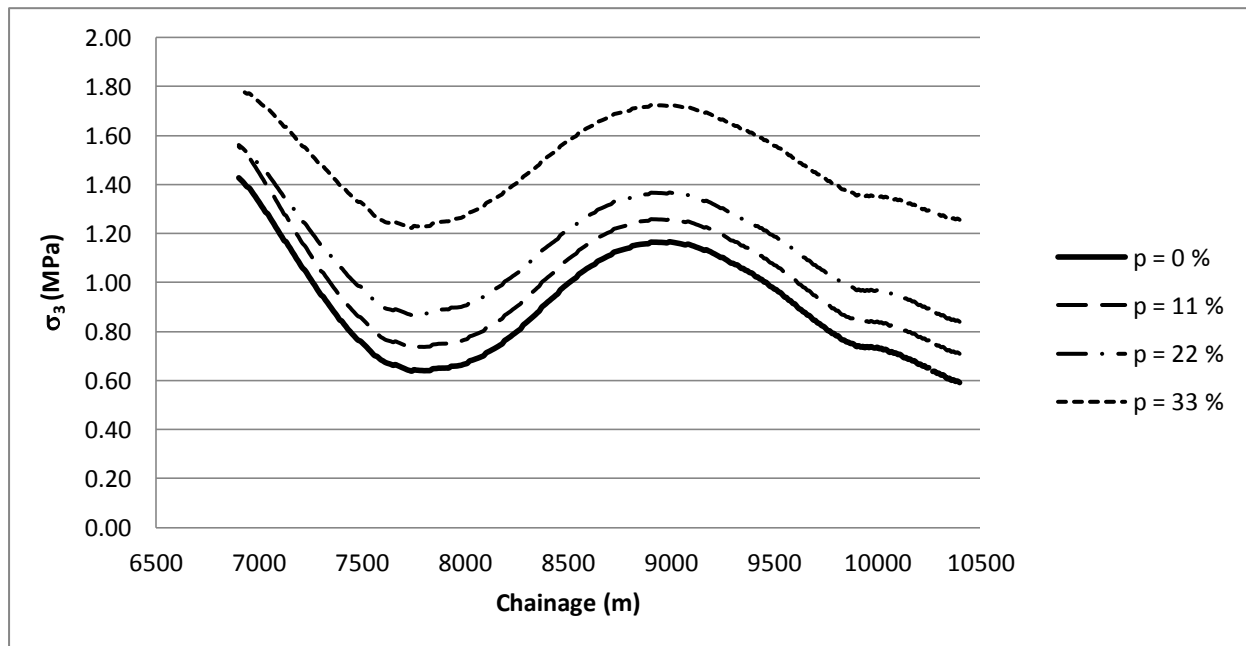


Figure 3-1: Valeur de σ_3 selon un profil tracé dans un modèle tridimensionnel pour différentes sollicitations résultant de quatre calibrations avec une certaine proportion p de mesures augmentées par un facteur de 2.

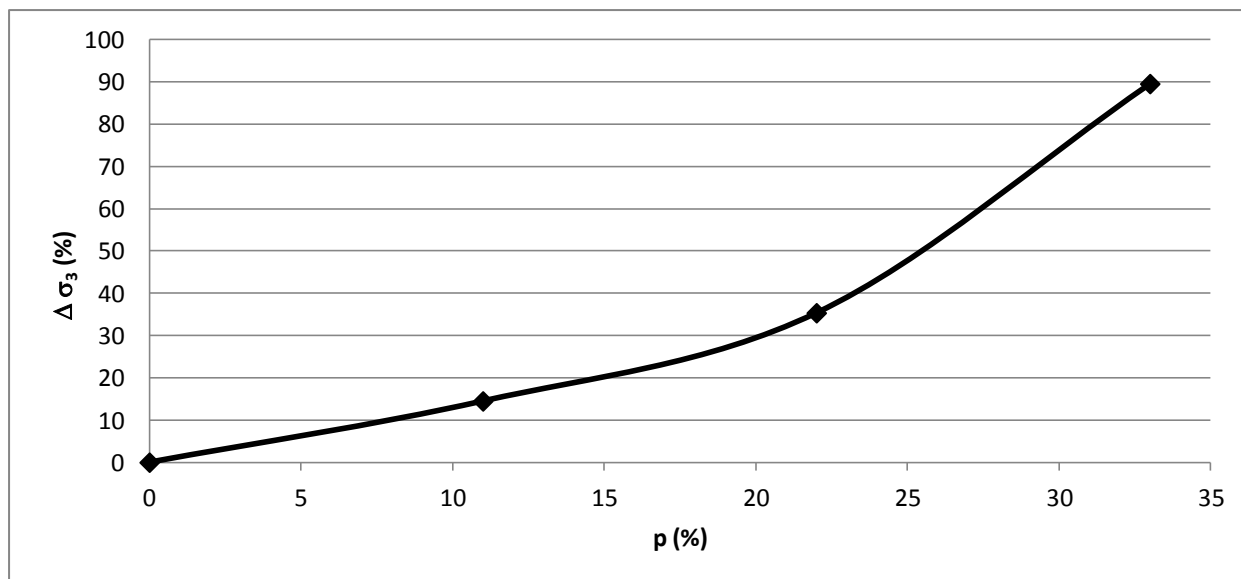


Figure 3-2: Variation de la différence sur l'évaluation de σ_3 ($\Delta \sigma_3$) au point 7 + 700 m du profil de la figure 3-1 en fonction de la proportion de mesures modifiées.

3.5.3 Phase 3 : optimisation sans les mesures extrêmes

Une fois les mesures extrêmes identifiées et éliminées, une dernière calibration est effectuée dans Excel afin d'évaluer les contraintes horizontales reproduisant le mieux possible les mesures restantes. Les paramètres obtenus sont alors utilisés pour l'analyse de sensibilité du modèle aux paramètres de la modélisation.

3.5.4 Phase 4 : analyse des paramètres

L'étude de l'état de contrainte dans un massif rocheux au moyen de la modélisation numérique suppose plusieurs hypothèses pour le choix des paramètres de modélisation. Certaines de ces hypothèses peuvent avoir une influence importante sur le champ de contrainte obtenu numériquement. Il est donc utile, avant de procéder à l'analyse finale des mesures, d'étudier l'effet des principaux paramètres sur l'état de contrainte dans le massif. Puisque la distribution de la contrainte principale mineure est utilisée pour les besoins de la conception des tunnels sous pression non blindés, un intérêt particulier est porté au comportement de cette contrainte en fonction de différents paramètres.

On présente ici l'analyse de l'influence des contraintes tectoniques, et de l'influence du coefficient de Poisson. Les hétérogénéités géologiques n'ont pas été considérées dans ce travail,

mais elles peuvent être incluses si l'investigation de site a permis de les identifier. Il est alors possible d'étudier aussi l'influence des paramètres attribués aux hétérogénéités sur le champ de contrainte calculé. Ces différentes analyses permettent d'acquérir des connaissances sur la variabilité de σ_3 à partir de quoi il est possible d'évaluer l'intervalle à l'intérieur duquel la contrainte principale mineure in situ devrait se situer.

3.5.4.1 Influence des contraintes tectoniques

La relation entre la contrainte principale mineure et les contraintes tectoniques devrait toujours être étudiée afin de connaître la sensibilité de σ_3 et l'erreur qui peut être commise avec une hypothèse donnée sur le champ de contrainte. La sommation des tenseurs de contraintes résultant des quatre chargements élémentaires du modèle (section 3.1.4) permet une analyse rapide des effets de différents chargements complexes du modèle.

Rappelons que l'orientation de σ_3 n'est pas fixe, contrairement aux composantes du tenseur de contrainte (σ_x , σ_y , σ_z , etc.). Ainsi, dans un contexte où les contraintes tectoniques sont faibles, σ_3 est sub-horizontale et sa valeur dépend de la grandeur des contraintes tectoniques. La contrainte principale mineure devient sub-verticale lorsque les contraintes tectoniques sont supérieures à la contrainte verticale au point considéré. La contrainte principale mineure est alors beaucoup moins influencée par la valeur des contraintes tectoniques.

Pour illustrer cette situation, considérons deux points situés sous une montagne symétrique de 100 m de hauteur. L'un est situé à 400 m de profondeur et l'autre est situé à 100 m (respectivement, points K et L, figure 3-3). Notez que selon la convention de signe dans Flac3D, les contraintes normales de compression sont considérées négatives et par conséquent, la commande Maximum Principal Stress indique les contours de σ_3 .

Si l'on considère la relation entre la contrainte principale mineure et la valeur des contraintes tectoniques, on observe qu'en un point donné, la valeur de σ_3 peut être exprimée comme une relation linéaire de forme $a \cdot x + b$ où le paramètre a dépend du chargement tectonique x et le paramètre b du chargement gravitaire (figure 3-4). Pour le point K, on remarque aussi qu'au-dessus d'un certain niveau de chargement, σ_3 est moins influencée par les contraintes tectoniques. La valeur de la contrainte principale mineure dépend alors principalement des contraintes gravitaires. Les différents critères de conception empiriques basés sur l'épaisseur du couvert

rocheux supposent que l'état de chargement tectonique dans le massif est suffisant pour que σ_3 soit située dans ce plateau au niveau de la zone d'intérêt. On remarquera toutefois que ce plateau n'est pas constant au point L, alors qu'il y a concentration de contrainte dans la zone d'intérêt. Les contraintes tectoniques peuvent ainsi influencer significativement la valeur de σ_3 même lorsque cette contrainte est sub-verticale.

La relation entre σ_3 et les contraintes tectoniques devrait toujours être évaluée dans les zones d'intérêt. Cette étude permet de mieux comprendre le comportement de la contrainte principale mineure tant pour l'évaluation préliminaire des contraintes que pour l'analyse des mesures de soulèvement hydraulique. On a présenté ici des analyses de sensibilité pour des points, mais il est aussi possible d'étudier le comportement d'un profil de contrainte afin d'étudier par exemple la limite d'un blindage. Cette analyse est réalisée à la section 5.3.2 dans le cadre de l'application de la méthode pour la délimitation préliminaire du blindage.

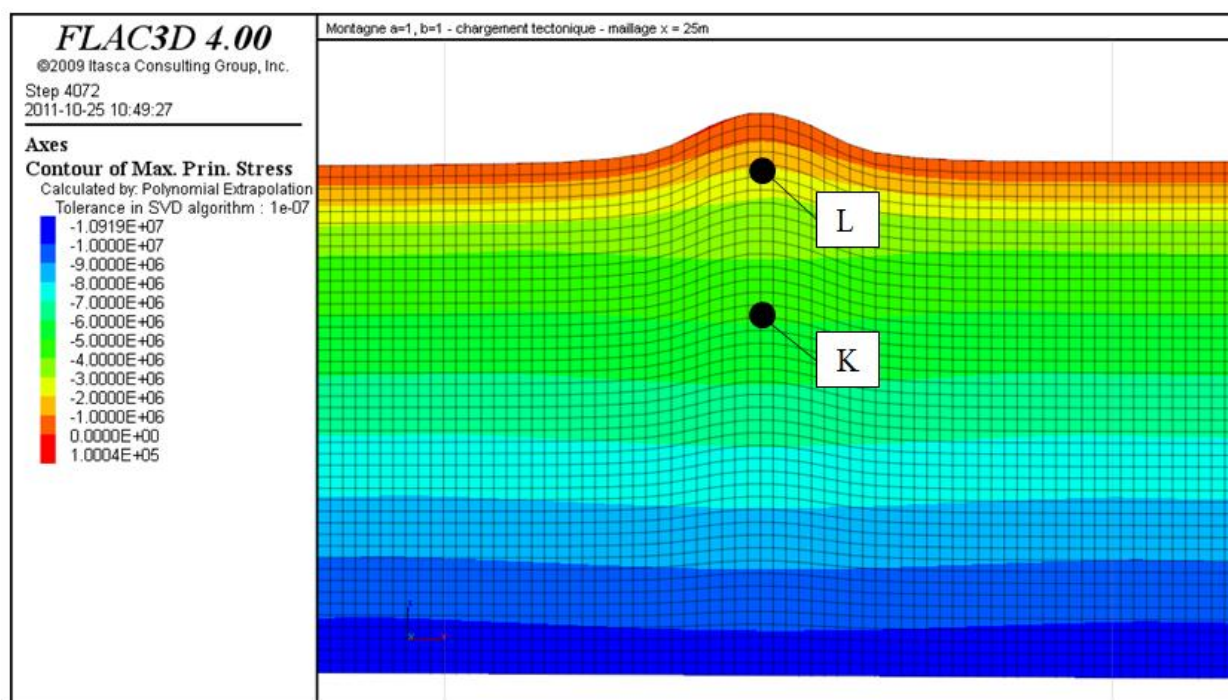


Figure 3-3: Profil de montagne symétrique utilisé pour l'analyse de l'influence des contraintes tectoniques sur la variation de σ_3 en deux dimensions.

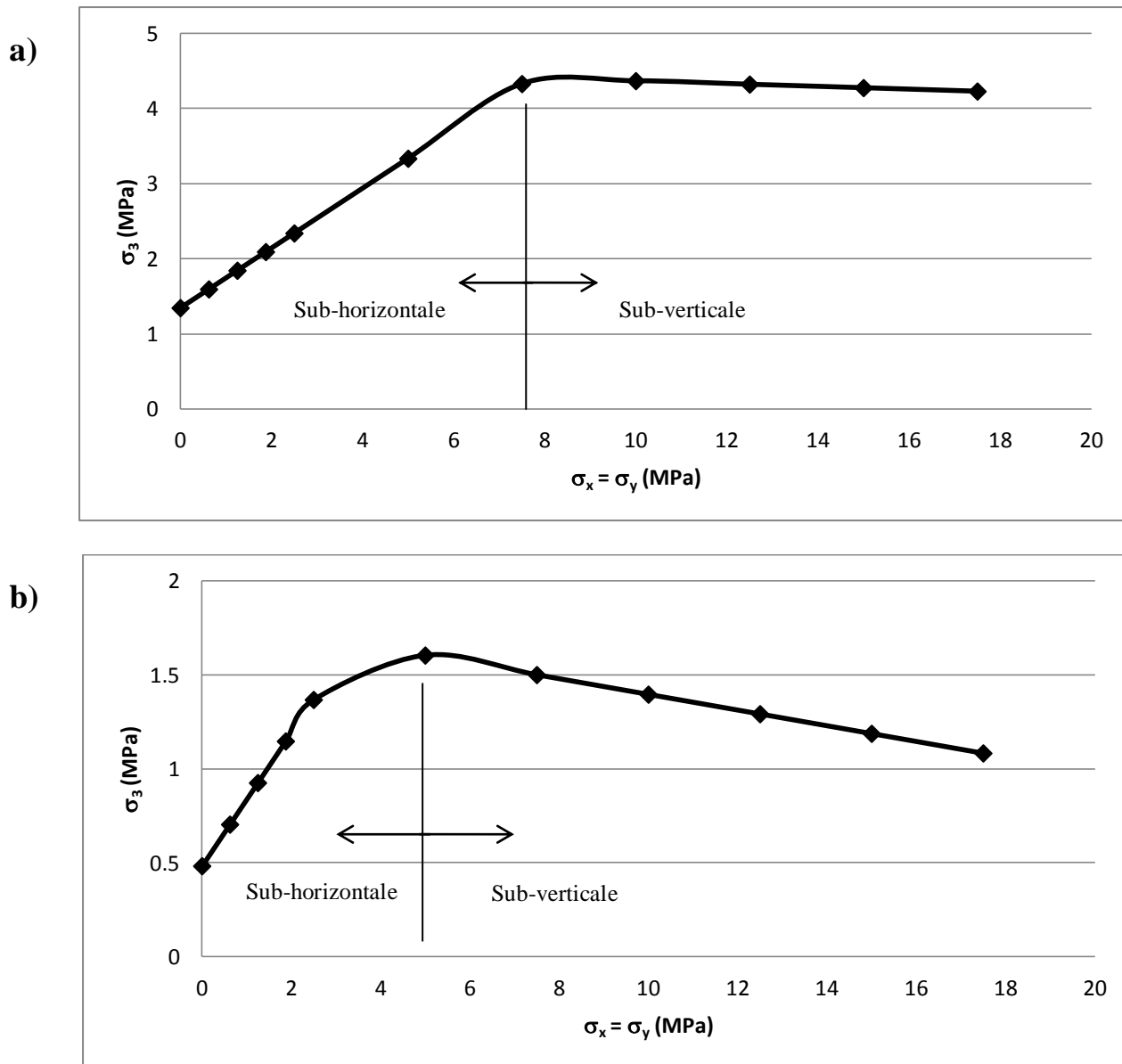


Figure 3-4: Variation de σ_3 aux points a) K et b) L en fonction du chargement tectonique (σ_x et σ_y) appliqué dans le modèle.

3.5.4.2 Influence du coefficient de Poisson (ν)

L'optimisation des conditions initiales de la modélisation numérique permet de compenser pour des erreurs sur différents paramètres du modèle, dont le coefficient de Poisson. Il est toutefois important de réaliser que lorsque l'on s'intéresse à la grandeur des contraintes tectoniques régionales, les contraintes obtenues de l'optimisation peuvent être fortement influencées par une erreur sur ν .

Lorsque les contraintes tectoniques sont faibles, le coefficient de Poisson est le principal paramètre qui détermine la grandeur des contraintes horizontales. Il est ainsi recommandé d'évaluer la sensibilité de l'optimisation au coefficient de Poisson lorsque l'on s'intéresse à la grandeur des contraintes tectoniques et que les premières analyses indiquent qu'elles sont faibles.

3.5.5 Phase 5 : analyse finale

La distribution de contrainte résultant de l'optimisation finale permet d'analyser les mesures de soulèvement présentant les valeurs les plus faibles afin de déterminer si leur résultat est réaliste. Ces mesures doivent être considérées avec attention puisqu'elles indiquent le facteur de sécurité minimum contre le soulèvement hydraulique (section 2.2.2). Une mesure anormalement faible peut être exclue de l'analyse si suffisamment d'indices indiquent que la mesure est erronée. De façon générale, la qualité d'un essai est jugée d'après son comportement lors de sa réalisation, d'après la concordance des différentes interprétations d'un même essai et d'après la concordance d'une mesure avec les autres résultats du même secteur sur des fractures d'orientations comparables. La distribution de la contrainte principale mineure obtenue numériquement fournit un outil supplémentaire d'évaluation des mesures.

3.6 Optimisation des conditions initiales du modèle numérique

La méthodologie présentée dans ce chapitre permet d'optimiser le chargement horizontal appliqué au modèle de manière à reproduire au mieux l'état de contrainte du massif observé par les essais de soulèvement hydraulique in situ. Une fois les différents paramètres définissant les conditions initiales du modèle calibrées sur les mesures in situ, il est souhaitable de les appliquer directement sur le modèle numérique afin d'avoir une représentation tridimensionnelle complète de la distribution de contrainte.

CHAPITRE 4 VALIDATION DE LA MÉTHODOLOGIE

Afin de déterminer quel type de conditions aux frontières et/ou conditions initiales dans le modèle représentent le mieux les contraintes naturelles qui se développent en présence d'une topographie irrégulière, il est souhaitable de comparer les résultats du modèle à ceux prédits par une approche analytique applicable lorsque la morphologie de la surface peut être représentée par un modèle mathématique simple. La méthode de chargement, la densité du maillage dans le modèle, ainsi que le mode d'interpolation entre les éléments sont différents aspects de la modélisation qui sont étudiés dans ce chapitre.

D'autre part, le principe de superposition de contraintes est vérifié en comparant une distribution de contrainte obtenue avec un chargement complexe à la somme correspondante des distributions obtenues avec des chargements élémentaires. L'optimisation des conditions initiales est aussi faite en utilisant des mesures in situ synthétiques provenant non pas de mesures réelles mais du modèle numérique lui-même, simplement pour valider l'algorithme d'optimisation lorsque les données ne comportent aucune erreur expérimentale et que les valeurs recherchées sont connues a priori.

4.1 Validation du modèle numérique

Les solutions analytiques constituent un excellent point de comparaison pour vérifier les approximations numériques. Plusieurs auteurs ont d'ailleurs utilisé cette approche. Citons notamment Martel et Muller (2000) qui ont utilisé les résultats analytiques pour valider l'utilisation de la méthode des éléments frontières pour le calcul des contraintes gravitationnelles dans les pentes. On cherche ici à réaliser deux vérifications. La première consiste à choisir la méthode d'application de conditions initiales et aux frontières du modèle qui permet le mieux de prendre en compte les effets d'une topographie irrégulière sur les contraintes in situ. La deuxième vérification consiste à évaluer l'effet de la finesse du maillage sur les contraintes calculées par le modèle numérique. Ces vérifications devraient aussi permettre d'évaluer l'ordre de grandeur de l'erreur introduite par ces deux paramètres de la modélisation.

4.1.1 Solutions analytiques

L'effet de la topographie sur les contraintes in situ a été étudié de façon analytique par plusieurs auteurs dans les années 1980 et 1990. Toutes les formulations sont basées sur la théorie de l'élasticité pour un milieu semi infini. Savage et al. (1985) ont d'abord développé une solution analytique exacte pour un milieu isotrope soumis uniquement à un chargement gravitaire. Cette solution a ensuite été étendue aux contraintes tectoniques par Savage et Swolfs (1986). Les topographies considérées par ces solutions sont simples et régulières. On les associe à des montagnes et des vallées longues, symétriques et isolées. Elles sont exprimées de façon paramétrique par les équations 4.1 et 4.2 :

$$x = u + \frac{abu}{u^2 + (v-a)^2} \quad (4.1)$$

$$y = v + \frac{ab(v-a)}{u^2 + (v-a)^2} \quad (4.2)$$

où,

u et v correspondent aux coordonnées d'un point situé dans un demi espace dont la solution analytique est connue (équations 4.3 et 4.4) ;

x et y correspondent aux coordonnées du point équivalent dans l'espace déformé selon la topographie étudiée qui est définie par les paramètres *a* et *b* (figure 4-1). Dans cette notation, *x* et *y* sont respectivement horizontal et vertical ;

b est la hauteur de l'anomalie. Si cette variable est positive, la topographie correspond à une montagne de hauteur *b*. Si la variable *b* est négative, la topographie correspond à une vallée de profondeur $|b|$.

a contrôle l'étendue latérale de la vallée ou de la montagne avec un point d'inflexion situé à

$x = a + \frac{b}{2}, y = \frac{b}{2}$. La pente en ce point est donné par $\frac{dy}{dx} = -\frac{b}{2a}$.

$$\sigma_v = \rho \cdot g \cdot z \quad (4.3)$$

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_v \quad (4.4)$$

où,

ρ est la densité;

g est la gravité;

z est la profondeur;

ν est le coefficient de Poisson.

Pan et Amadei (1995) ont intégré les topographies irrégulières et l'anisotropie à ces solutions. Les études qui suivent ont été réalisées d'après les résultats de Savage et Swolfs (1986). Deux topographies sont considérées, un relief de montagne avec comme paramètres $a = b = 1$ et un relief de vallée avec comme paramètres $a = 3$ et $b = -1$.

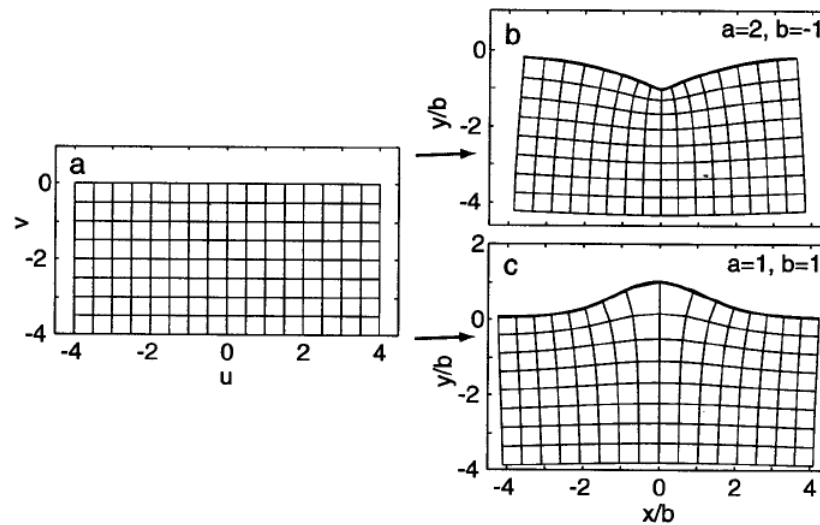


Figure 4-1: Transformation conforme de Savage et Swolf (1986) de (a) un demi espace à (b) une vallée symétrique et (c) une montagne symétriques (d'après Martel et Muller, 2000).

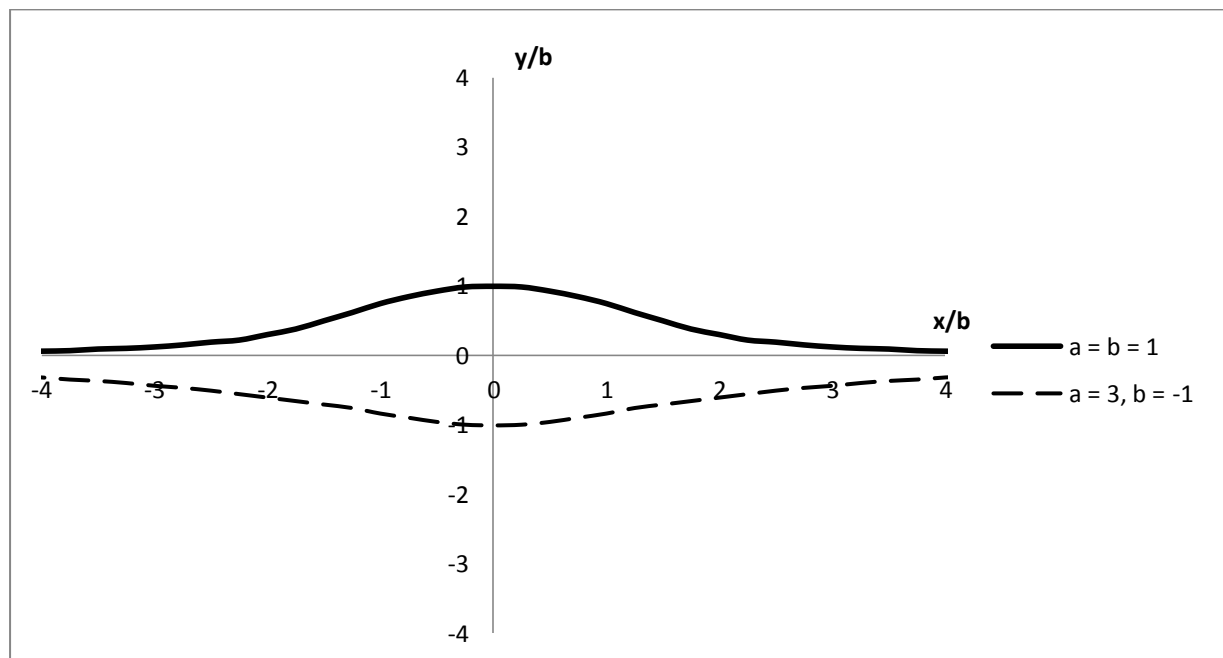


Figure 4-2: Profils topographiques utilisés pour les analyses.

4.1.2 Effet du maillage sur le modèle

Afin de choisir le maillage optimal pour reproduire l'effet de la topographie, il est nécessaire d'évaluer le nombre d'éléments requis pour adéquatement représenter le comportement d'une montagne ou d'une vallée. Pour ce faire, on compare ici quatre maillages appliqués à une anomalie topographique de hauteur b (figure 4-2) soumise à un chargement horizontal de ρgb (figure 4-3). On remarque les contraintes calculées par les modèles ayant des maillages avec des éléments de dimension équivalente à l'anomalie (b et $b/2$) divergent des contraintes calculées par les modèles avec des maillages plus raffinés. Près de la surface, le champ de contrainte est bien évalué avec des éléments de dimension $b/4$ ou plus fin. Toutefois, il n'est pas nécessaire de trop raffiner les maillages près d'une anomalie de dimension b puisque l'on observe peu de différence entre les résultats obtenus avec les éléments de dimension $b/4$ et $b/10$. De plus, on observe qu'à des profondeurs supérieures à b , les différences entre les résultats obtenus avec des maillages fins ou grossiers sont négligeables par rapport à l'erreur existant entre le calcul numérique et analytique (section 4.1.3).

Il est ainsi préférable, si le temps de calcul nécessaire est raisonnable, d'utiliser un maillage pour lequel les dimensions des éléments s'expriment suivant l'équation 4.5. S'il s'agit de calculs préliminaires ou que le temps de calcul est considéré trop long, il est possible d'utiliser des éléments plus grossiers avec comme dimensions maximales b_{\min} (équation 4.6). Toutefois, si l'on s'intéresse au gradient de contrainte entre les mesures, la taille des éléments (d_e) devrait être suffisamment petite pour que les points d'intérêts soient situés dans des éléments distincts.

$$d_e = \frac{b_{\min}}{4} \quad (4.5)$$

où b_{\min} est donné par l'équation 3.2.

$$d_{e \max} = b_{\min} \quad (4.6)$$

Exemple

Un tunnel est situé à 200 m de profondeur et le gradient de contraintes tectoniques horizontales ($\nabla \sigma_x$) correspond au double du gradient des contraintes horizontales associées au chargement gravitaire ($K_o \rho g$). D'après l'équation 3.2, la dimension des plus petites anomalies influençant le champ de contrainte est :

$$b_{min} = \frac{1}{2} \cdot Z_{zi} = \frac{1}{2} \cdot 200 \text{ m} = 100 \text{ m}$$

Ainsi, d'après l'équation 4.5, la dimension recommandée des éléments est :

$$\text{Dimension recommandée} = \frac{100 \text{ m}}{4} = 25 \text{ m}$$

Le modèle qui est utilisé à la section suivante pour l'analyse des méthodes de chargement du modèle présente donc ce rapport de dimension.

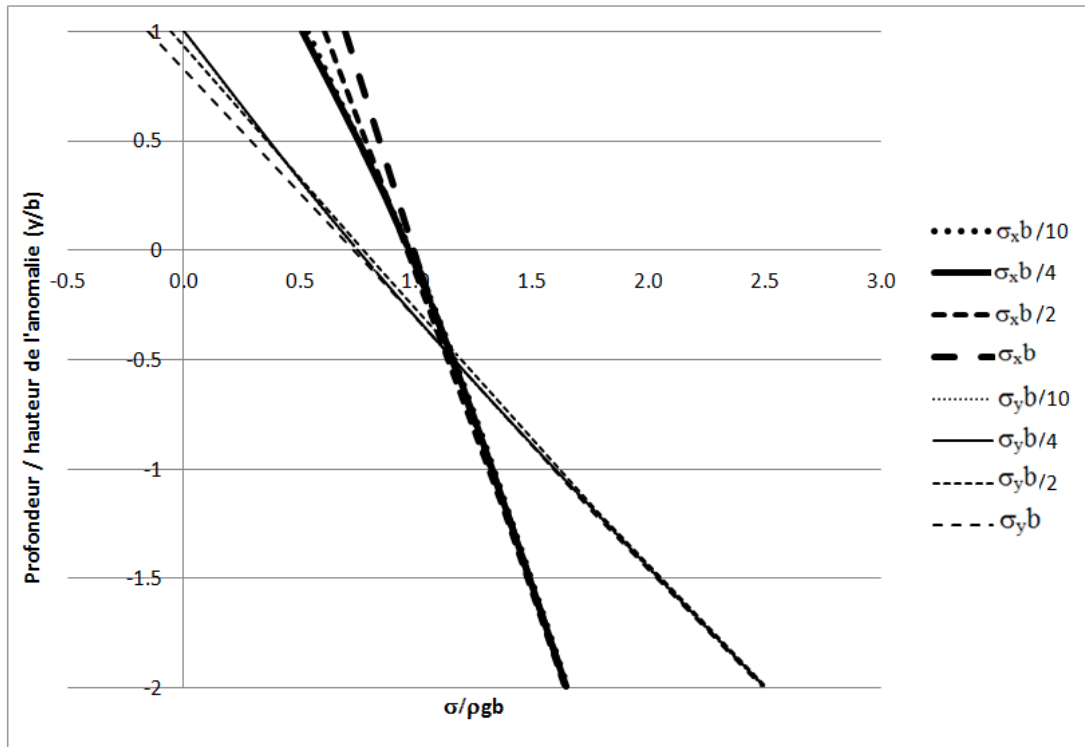


Figure 4-3: Comparaison des distributions de contraintes de σ_x et σ_y obtenues avec des maillages de densité différente. Trois tailles d'éléments sont considérées, $b \times b$; $b/2 \times b/2$; $b/4 \times b/4$ et $b/10 \times b/10$. Les contraintes sont présentées selon un profil vertical à $x = 0$ pour une topographie de montagne. La profondeur est normalisée par la hauteur b de la montagne. L'amplitude des contraintes est normalisée par le poids de l'anomalie à $x = 0$, soit $\sigma/\rho gb$.

4.1.3 Étude sur les méthodes de chargement du modèle

Il existe plusieurs façons de définir les conditions initiales et aux frontières d'un modèle numérique. On en considère ici deux. La première consiste à fixer les déplacements aux frontières tout en initialisant des contraintes constantes partout dans le modèle et la seconde consiste à appliquer des contraintes uniquement aux frontières du modèle. Selon Itasca (2009),

une frontière fixe (déplacements imposés nuls) entraîne une sous-estimation des contraintes et des déplacements, alors qu'une frontière à laquelle on impose des contraintes fait l'opposé. Ces deux types de chargements donnent ainsi un intervalle à l'intérieur duquel se situe la vraie solution.

On applique ici les deux approches aux modèles bidimensionnels de montagne et de vallée (figure 4-2) pour lesquels la solution analytique est connue (Savage et Swolfs, 1986). Les propriétés de ces deux modèles sont présentées au tableau 4.1 ainsi qu'au tableau 4.2. Alors que la méthode de chargement avec les frontières fixes donne de bons résultats, les distributions de contraintes obtenues avec des frontières auxquelles on impose des contraintes divergent fortement de la solution analytique (figure 4-4 et figure 4-5). Afin de comparer les deux approches de manière plus rigoureuse, on considère uniquement les profils verticaux de contrainte obtenus à la position de l'axe de symétrie du modèle ($x = 0$). La profondeur Y est normalisée par la hauteur de l'anomalie b et la contrainte étudiée (σ_x ou σ_y) est normalisée par le poids de l'anomalie à $x = 0$, soit ρgb . Les graphiques obtenus pour la distribution de $\sigma_x/\rho gb$ (figure 4-6) indiquent explicitement que le comportement des modèles ayant des contraintes constantes imposées aux frontières ne correspond pas aux solutions analytiques. Cet écart est moins marqué, mais toujours présent pour la distribution de $\sigma_y/\rho gb$ à la figure 4-7.

Prenons un point situé à $y/b = -1$ sous le relief de montagne et $y/b = -2$ sous le relief de vallée. Si l'on compare les contraintes obtenues par les deux approches de chargement avec les résultats analytiques à ces profondeurs (tableau 4.3), on remarque que les modèles ayant des frontières fixes donnent des résultats avec une erreur maximale d'environ 10 % dans le calcul numérique de la contrainte horizontale. Cette erreur est d'environ 2 % pour la contrainte verticale. L'erreur maximale associée au calcul des contraintes en imposant le chargement aux frontières est de l'ordre de 100 % en ce point selon l'horizontale et 20 % selon la verticale.

Le comportement étrange observé avec les contraintes imposées aux frontières n'a pas été étudié de façon plus approfondie dans le cadre de ce projet de maîtrise. Une revue sommaire de la littérature montre que ce type de conditions aux frontières est fréquemment utilisé. Certains auteurs tel que Mayeur (1999) ont utilisé la méthode de chargement avec les contraintes imposées aux frontières et ont obtenu des distributions de contrainte similaires à celle obtenue ici (figure 4-4) sans toutefois valider leurs résultats avec des solutions analytiques. Il est intéressant de noter

que malgré la mauvaise reproduction des résultats analytiques avec la méthode des contraintes imposées aux frontières, les erreurs qui y sont associées pourraient éventuellement être compensées lors de l'application de la méthodologie par l'ajustement des conditions de chargement horizontales initiales. Ceci n'a pas été réalisé ici. Pour la suite de ce travail, la méthode de chargement privilégiée est d'initialiser les contraintes tout en fixant les frontières du modèle.

En conclusion, Flac3D donne de bons résultats pour le calcul des contraintes dans un milieu élastique suivant une topographie irrégulière lorsque les frontières du modèle sont fixées et qu'un chargement horizontal est initialisé dans le modèle. Ce logiciel est donc valide dans le contexte normal d'application de la méthodologie.

Tableau 4.1: Propriétés des modèles numériques et analytiques

	Montagne	Vallée
Topographie	D'après Savage et Swolfs (1986) : $a = b = 1$	D'après Savage et Swolfs (1986): $a = 3, b = -1$
Hauteur de l'anomalie (b)	100 m	-100 m
Propriétés mécaniques	Homogène élastique linéaire isotrope.	
Coefficient de Poisson	$\mu = 1/4$	$\mu = 1/3$
Chargements	Gravitaire + σ_x ($\sigma_x = \rho g b = 2.5 \text{ MPa}$) Densité = 25 kN/m^3	

Tableau 4.2: Dimension des modèles numériques

Nombre d'éléments	7040 zones 25 x 25 m	7040 zones 25 x 25 m
Dimension du modèle	X = -2000 à 2000 m Z = -1000 à 0 m Au centre du modèle : Z = -1000 à 100 m	X = -2000 à 2000 m Z = -1000 à 0 m Au centre du modèle : Z = -1000 à -100 m

Tableau 4.3: Erreur du calcul numérique réalisé avec deux approches

	Montagne (x = 0, y/b = -1)				Vallée (x = 0, y/b = -2)			
	$\sigma_x/\rho g b$	Erreur (%)	$\sigma_y/\rho g b$	Erreur (%)	$\sigma_x/\rho g b$	Erreur (%)	$\sigma_y/\rho g b$	Erreur (%)
Analytique	1.40	0	1.75	0	1.85	0	1.43	0
Frontières fixes	1.37	2	1.71	2	2.02	-9	1.41	1
Contraintes imposées aux frontières	0.16	88	1.84	-5	-0.18	110	1.16	19

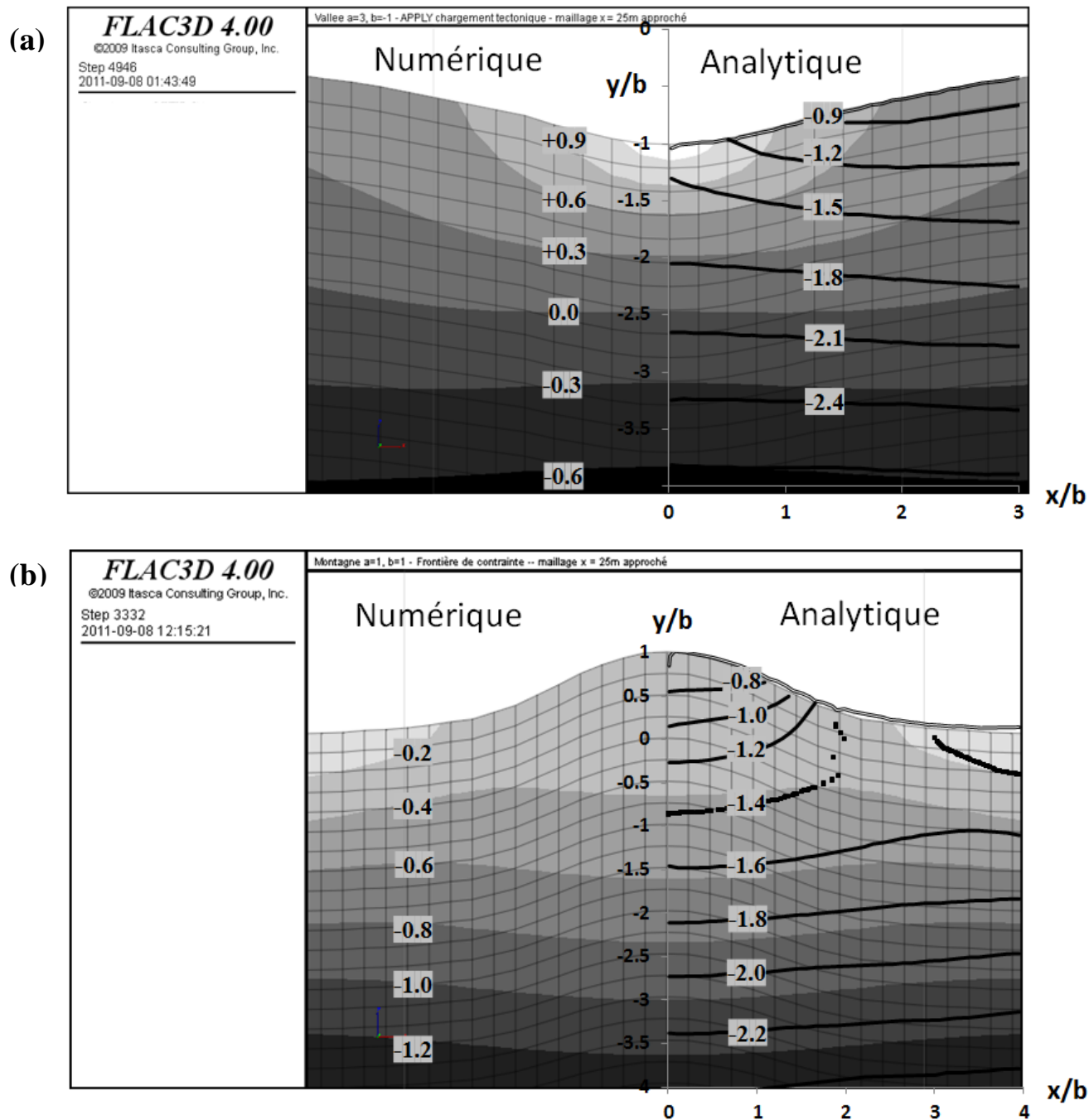


Figure 4-4: Contraintes imposées aux frontières. Distribution de la contrainte horizontale normalisée par le poids de l'anomalie à $x = 0$ ($\sigma_x/\rho gb$) pour un profil symétrique (a) de vallée et (b) de montagne. Le graphique superposé correspond aux courbes de niveaux calculées de façon analytique. La profondeur et la distance latérale sont normalisées par la hauteur b de l'anomalie topographique.

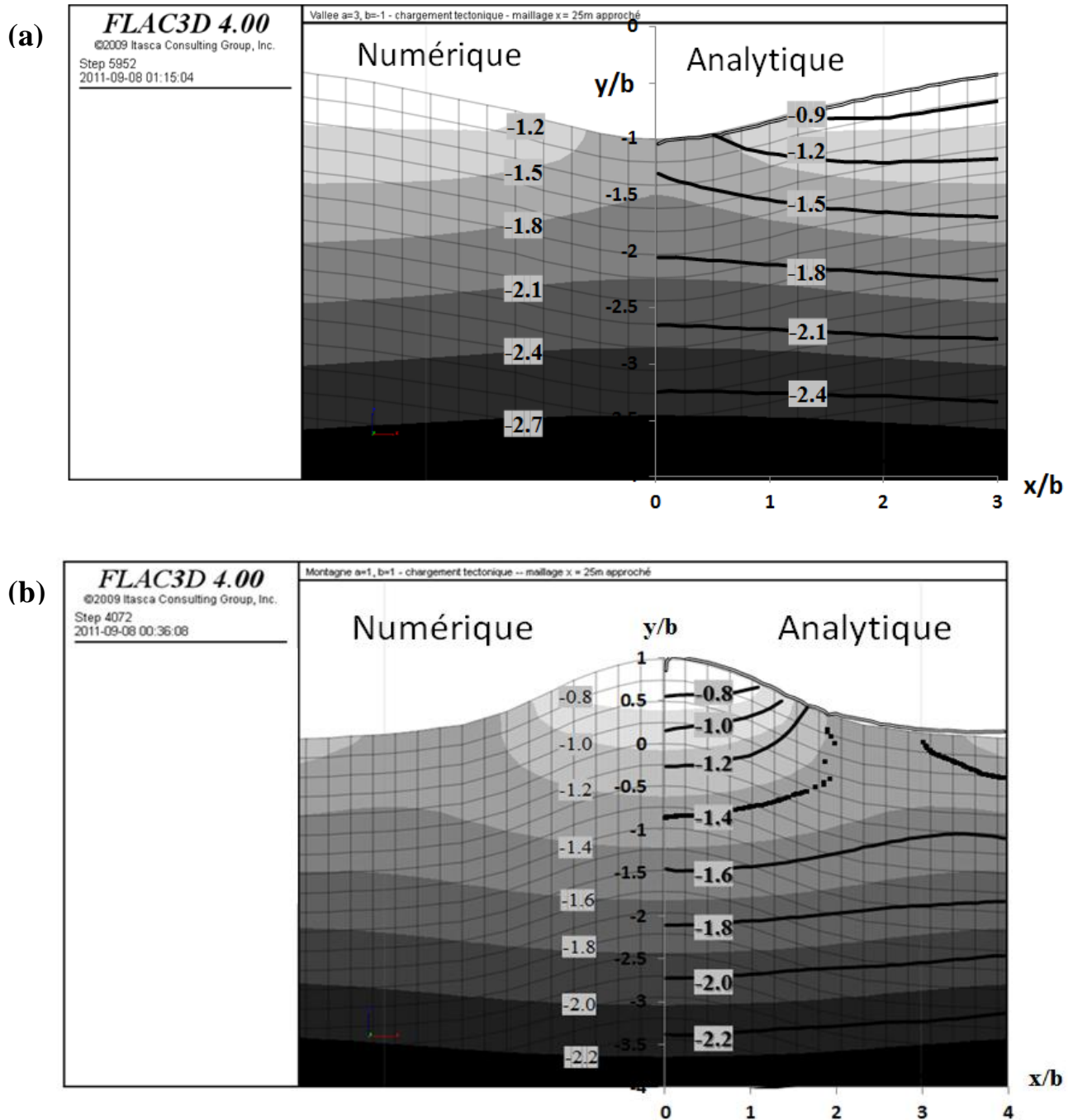


Figure 4-5: Frontières fixes. Distribution de la contrainte horizontale normalisée par le poids de l'anomalie à $x = 0$ ($\sigma_x/\rho gb$) obtenue en initialisant les contraintes dans le modèle pour un profil symétrique (a) de vallée et (b) de montagne. Le graphique superposé correspond aux courbes de niveaux calculées de façon analytique. La profondeur et la distance latérale sont normalisées par la hauteur b de l'anomalie topographique.

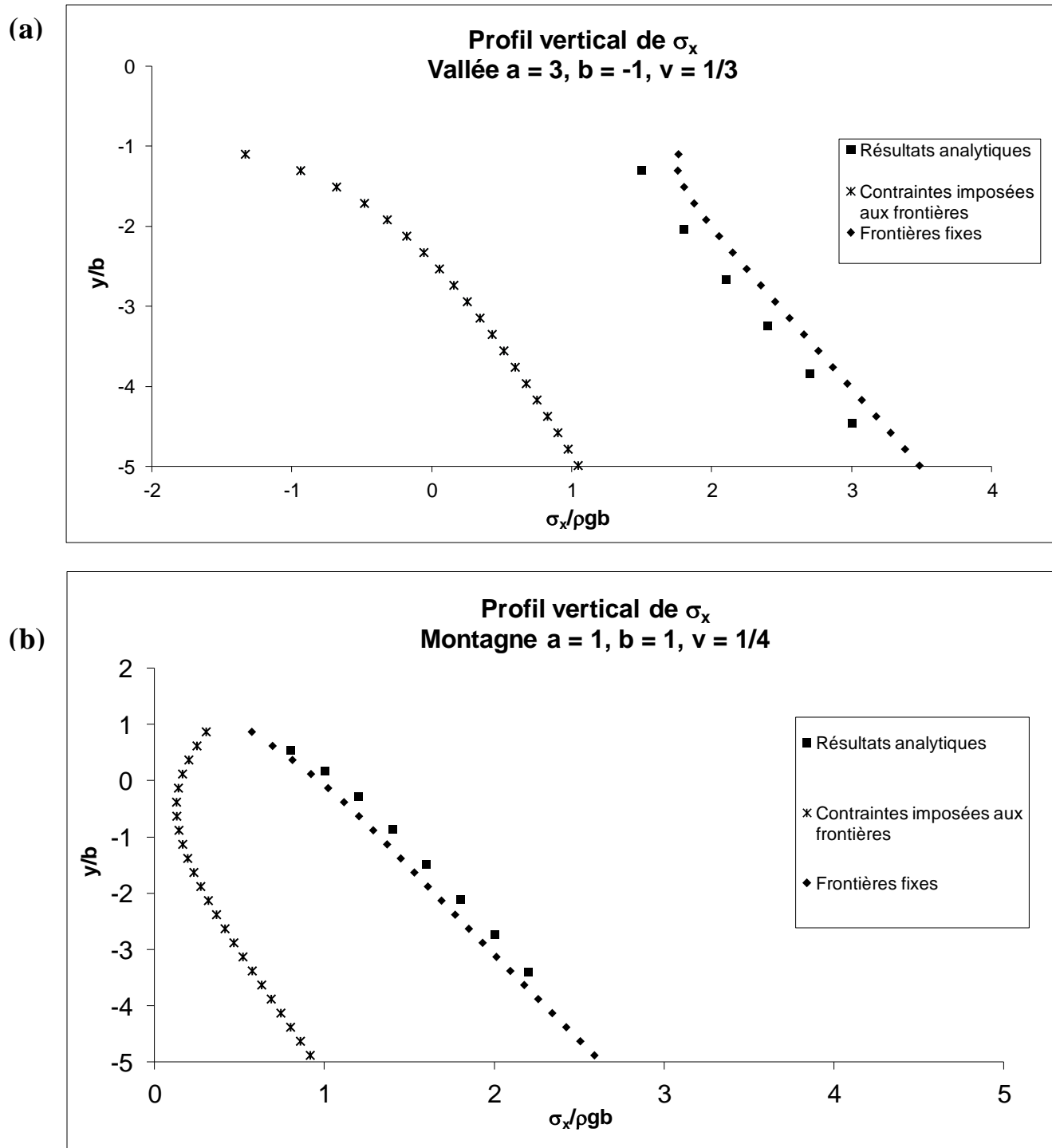


Figure 4-6: Comparaison des distributions de contraintes σ_x obtenues analytiquement et avec les deux méthodes de chargement étudiées. Les contraintes sont présentées selon un profil vertical à $x = 0$ pour une topographie (a) de vallée et (b) de montagne. La profondeur est normalisée par la hauteur b de l'anomalie topographique. L'amplitude des contraintes est normalisée par le poids de l'anomalie à $x = 0$, soit $\sigma_x/\rho gb$.

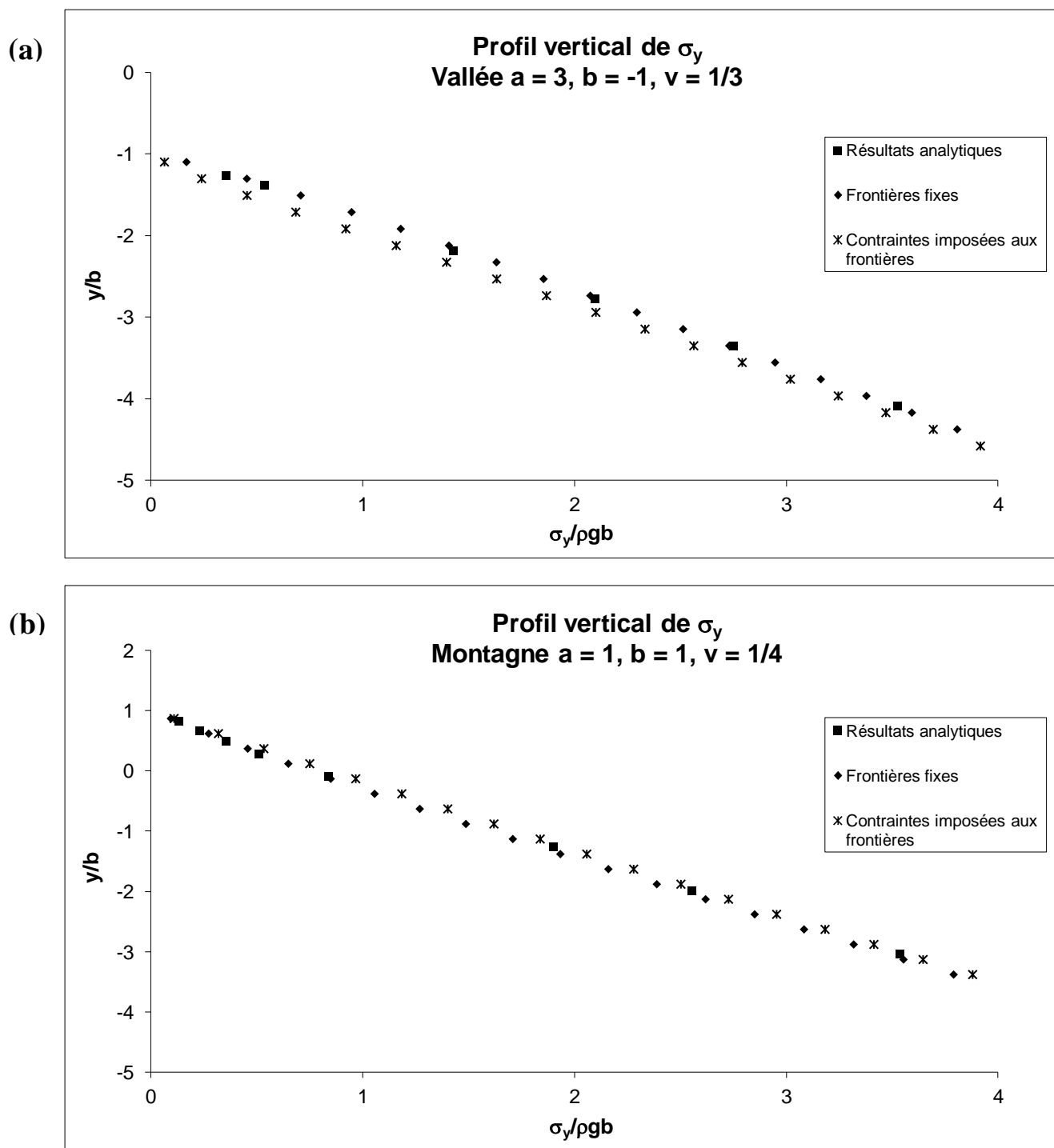


Figure 4-7: Comparaison des distributions de contraintes σ_y obtenues analytiquement et avec les deux méthodes de chargement étudiées. Les contraintes sont présentées selon un profil vertical à $x = 0$ pour une topographie (a) de vallée et (b) de montagne. La profondeur est normalisée par la hauteur b de l'anomalie topographique. L'amplitude des contraintes est normalisée par le poids de l'anomalie à $x = 0$, soit $\sigma_y/\rho g b$.

4.2 Mode d'interpolation de Flac3D

En modélisation numérique, les déplacements sont habituellement calculés aux nœuds des éléments et les contraintes à leurs centroïdes. Lorsque l'on désire connaître une valeur de contrainte en un point précis dans une région où des gradients de contrainte sont présents, il est généralement préférable de raffiner le maillage du secteur jusqu'à ce que la taille des éléments d'intérêt soit telle que les contraintes varient peu dans leur volume.

Par ailleurs, lorsque le modèle est grand et que l'on s'intéresse à des points disséminés dans le modèle ou, comme c'est le cas dans ce travail, lorsque l'on s'intéresse à un profil continu de contraintes, le nombre d'éléments d'un modèle en trois dimensions peut rapidement devenir très important et rendre les calculs beaucoup plus longs. Il est alors nécessaire d'accepter une taille d'élément plus grande et procéder à une interpolation entre les centroïdes des éléments adjacents. Trois modes d'interpolation sont disponibles dans Flac3D: la moyenne pondérée au volume des éléments, la moyenne pondérée à l'inverse de la distance des éléments ou un ajustement polynomial.

Afin de comparer les trois méthodes, prenons un cube de 1000 m^3 que l'on aurait divisé en 1000 éléments de 1 m^3 (figure 4-8). On s'intéresse au profil de la contrainte verticale au centre du cube. En définissant le poids volumique du matériau égal à 25 kN/m^3 , le profil théorique de cette contrainte correspond à une droite partant de 0 MPa à l'élévation 100 m et atteignant 2.5 MPa à l'élévation 0 m (figure 4-9).

Dans Flac3D, les contraintes calculées sont constantes au sein des éléments. Le profil de contrainte prend ainsi la forme d'une fonction en échelon à 10 paliers. Les méthodes d'interpolation permettent d'éliminer les changements brusques de contrainte afin d'obtenir des distributions de contraintes plus réalistes. Les deux méthodes d'interpolation par calcul de moyennes présentent des anomalies aux frontières du modèle qui tendent vers la valeur du centroïde de l'élément situé le plus près de la frontière. La méthode d'interpolation polynomiale ne présente pas cette erreur de bord, mais elle est tout de même liée à la valeur du centroïde des éléments situés près de la frontière.

La différence entre les trois méthodes d'interpolation près de la frontière du modèle est négligeable, puisque des erreurs importantes sont déjà rattachées aux effets de bords dans les modèles numériques. Il n'est d'ailleurs pas conseillé de considérer les valeurs calculées près des

frontières des modèles; Mestat (1997) recommande que les frontières du modèle soient situées à une distance de 2 à 5 fois la dimension de la zone d'intérêt.

Les trois méthodes d'interpolation à l'intérieur des éléments sont donc équivalentes et elles permettent d'obtenir un profil de contrainte plus réaliste qu'en utilisant les contraintes constantes au sein des éléments, tel que calculé par Flac3D.

Il est important de mentionner que Flac3D réalise des interpolations indépendantes pour les contraintes locales et les contraintes principales. Chacune est réalisée à partir des contraintes calculées aux centroïdes de chaque élément. Un certain écart peut ainsi apparaître entre les contraintes principales calculées à partir de l'interpolation entre les tenseurs principaux aux centroïdes (σ_3^{c1}) et les contraintes principales calculées à partir de l'interpolation entre les tenseurs orientés selon XYZ aux centroïdes (σ_3^{c2}). La figure 4-10 illustre le profil de l'écart entre les valeurs de σ_3 calculées par les deux interpolations au long de ce profil. On remarque que cet écart est plus marqué dans les secteurs présentant de forts gradients de contraintes comme les zones de fort relief (zones pointillées, figure 4-10a) pour lesquels l'interpolation est plus sensible. L'écart est calculé avec l'équation suivante :

$$\frac{(\sigma_3^{c1} - \sigma_3^{c2})}{\sigma_3^{c1}} \cdot 100 \quad (4.7)$$

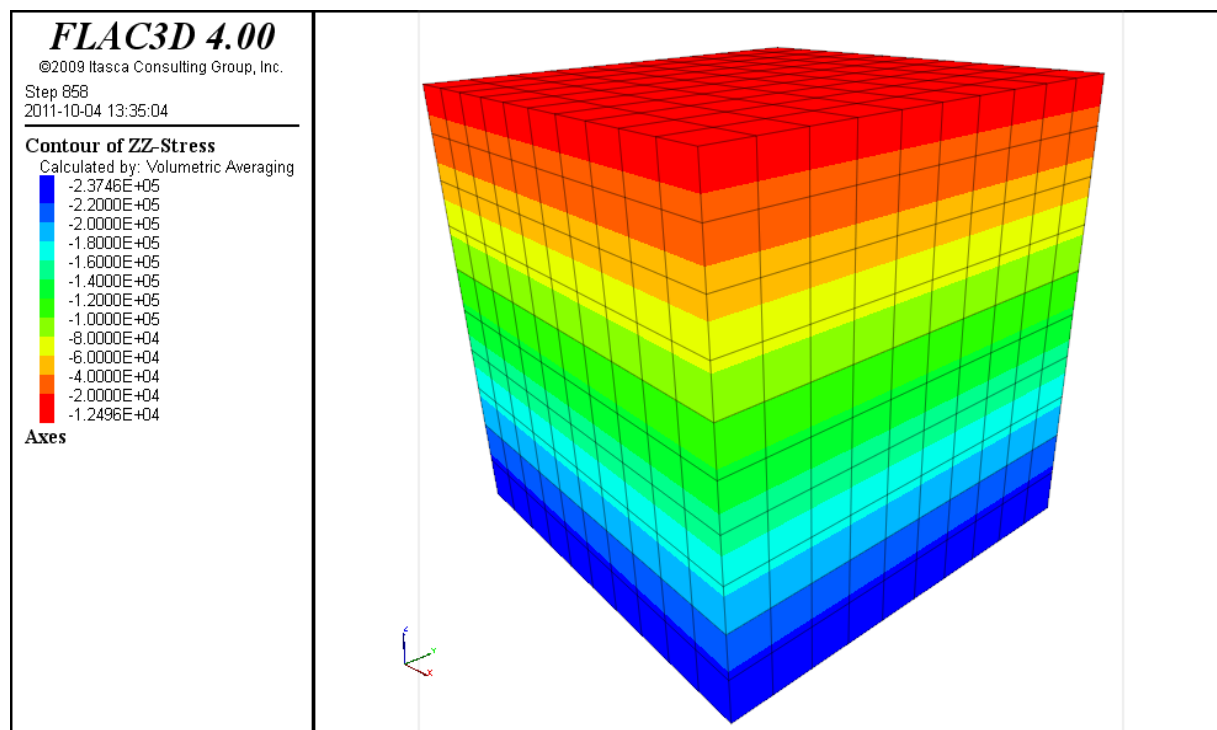


Figure 4-8: Cube 10 x 10 x 10 m³ utilisé pour l'analyse des méthodes d'interpolations disponibles dans Flac3D.

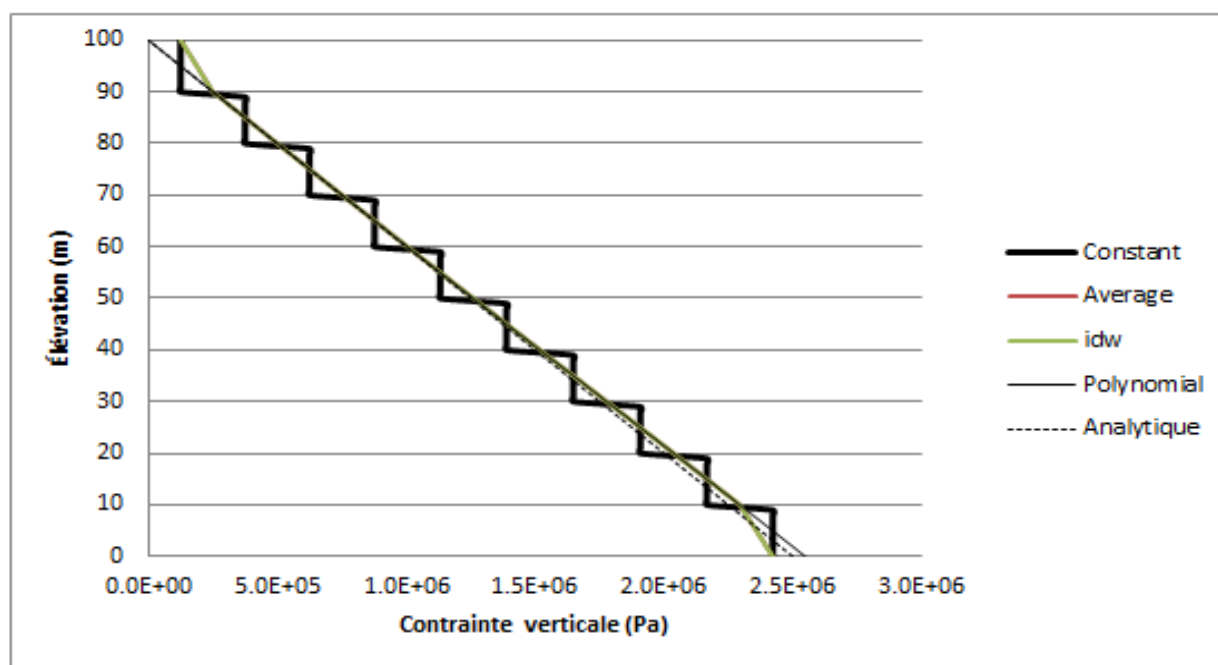
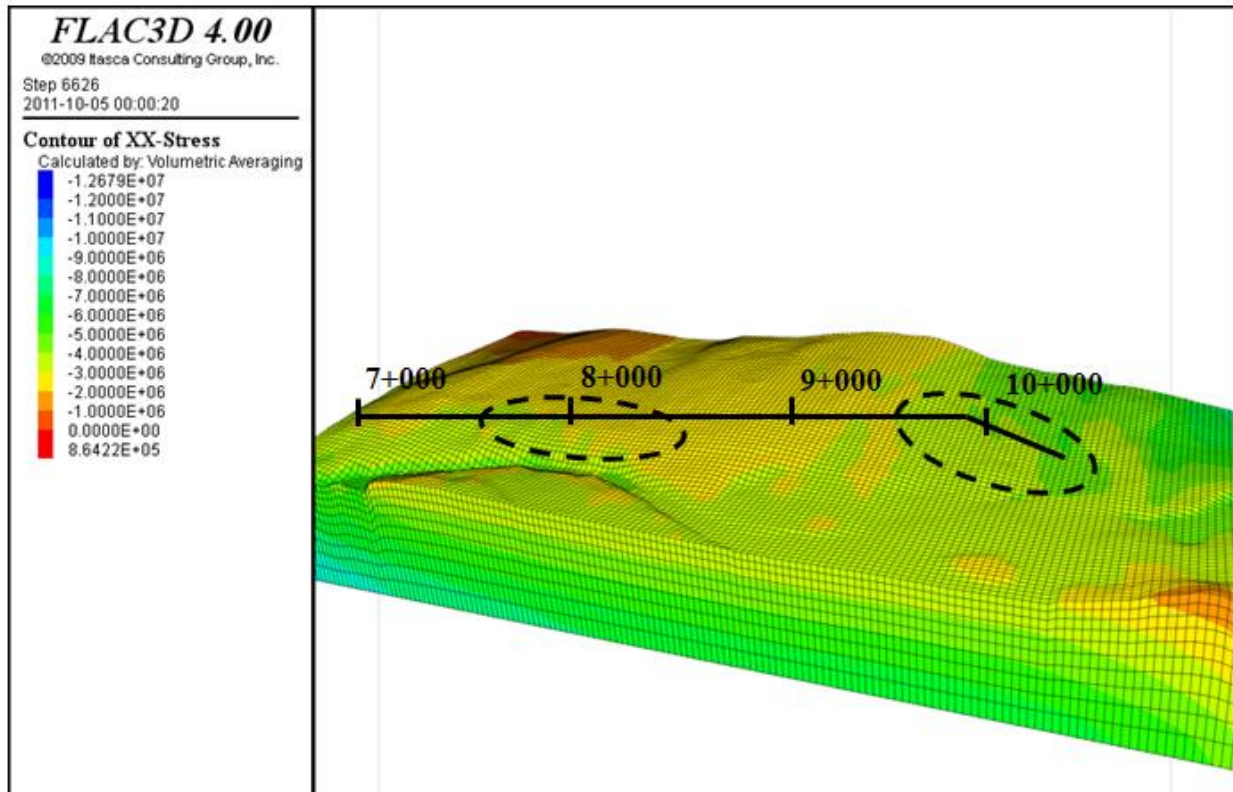


Figure 4-9: Comparaison des différentes méthodes d'interpolation disponibles dans Flac3D

a)



b)

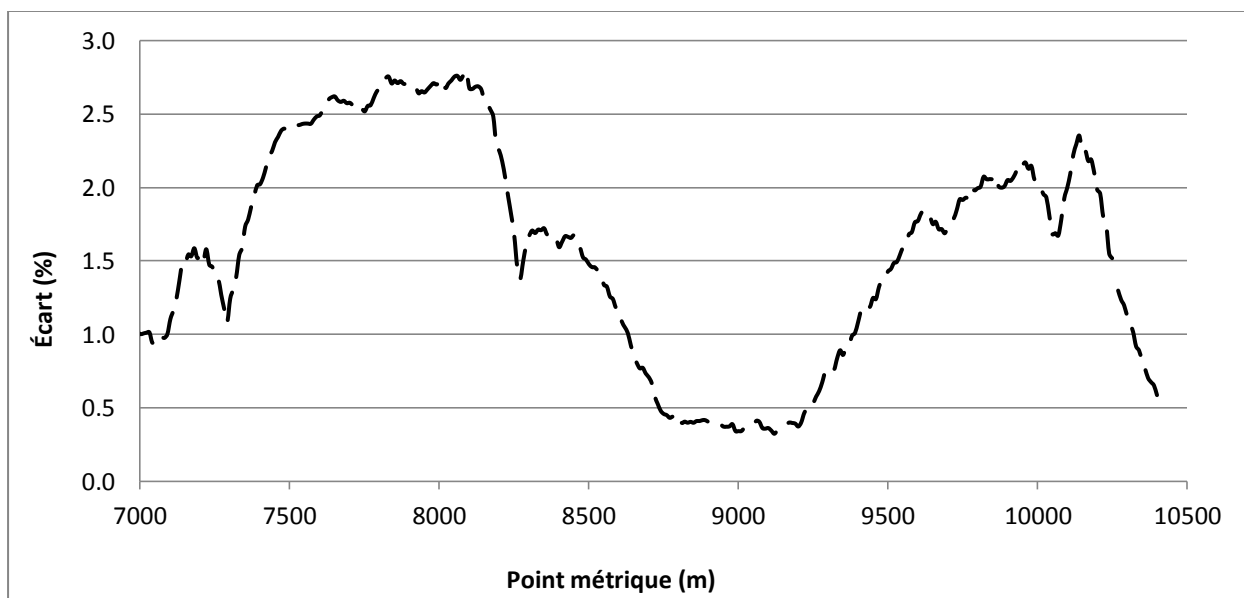


Figure 4-10: a) Axe du profil étudié et identification des zones de concentration de contrainte (pointillé); b) Distribution selon le profil illustré en a de l'écart entre la contrainte principale mineure calculée à partir de l'interpolation entre les tenseurs principaux aux centroïdes (σ_3^{c1}) et celle calculée à partir de l'interpolation entre les tenseurs XYZ aux centroïdes (σ_3^{c2}).

4.3 Validation du chiffrier d'optimisation

4.3.1 Superposition des contraintes

La méthodologie présentée dans ce travail est basée sur l'utilisation des fonctions d'optimisation d'Excel pour évaluer les conditions initiales à appliquer pour reproduire au mieux les contraintes mesurées par soulèvement hydraulique. L'écriture de ce problème dans Excel permet de calculer par superposition les contraintes en des points donnés du modèle qui sont les points où les mesures ont été faites.

On cherche ici à valider l'écriture du chiffrier Excel utilisé pour ce projet en comparant le champ de contrainte obtenu par la sommation pondérée des effets des chargements élémentaires à celui engendré par le chargement complexe correspondant. À titre d'exemple, supposons un chargement quelconque initialisé dans un modèle numérique tel que les contraintes dans le modèle en un point m peuvent être exprimées comme :

$$[\sigma_{ij}]_m = [\sigma_{ij}^{grav}]_m + 3 \cdot [\sigma_{ij}^x]_m + 2 \cdot [\sigma_{ij}^y]_m + 1 \cdot [\sigma_{ij}^{xy}]_m \quad (4.8)^5$$

Le résultat de la sommation 4.6 peut être validé en le comparant au tenseur de contrainte $[\sigma_{ij}^{grav+3x+2y+xy}]_m$ obtenu numériquement au point m à la suite d'un chargement du modèle correspondant aux contraintes gravitaire auxquelles on superpose une contrainte tectonique initiale normale de 3 MPa selon x , 2 MPa selon y et 1 MPa en cisaillement dans le plan xy .

L'erreur relative causée par l'application du principe de superposition ou par la séparation du chargement complexe $([\Delta\sigma_{ij}^{sep}]_m)$ est alors exprimée comme :

$$[\Delta\sigma_{ij}^{sep}]_m = \frac{[\sigma_{ij}^{grav+3x+2y+xy}]_m - [\sigma_{ij}]_m}{[\sigma_{ij}^{grav+3x+2y+xy}]_m} \cdot 100 \quad (4.9)$$

Ce cas de sollicitation est appliqué à un modèle numérique quelconque avec une topographie irrégulière. En un point m situé à 100 m de profondeur, l'erreur obtenue sur les composantes du tenseur de contrainte est :

⁵ Ainsi, selon la formulation de l'équation 3.5 : A = 3, B = 2 et C = 1.

$$[\Delta\sigma_{ij}^{sep}]_m = \begin{bmatrix} 0.038 \% & 0.044 \% & 0.017 \% \\ 0.044 \% & 0.041 \% & 0.073 \% \\ 0.017 \% & 0.073 \% & 0.000 \% \end{bmatrix}_m \quad (4.10)$$

Puisque l'erreur observée est très faible ($< 0.1 \%$), on conclut que le chiffrier Excel est bien écrit et que le principe de superposition de contrainte est bel et bien vérifié. On associe la faible erreur obtenue à l'erreur numérique de Flac3D. En effet, alors que l'erreur de calcul du chargement complexe $\sigma_{ij}^{grav+3x+2y+xy}$ est le résultat d'un seul calcul numérique, l'erreur du chargement résultant σ_{ij} calculé avec la somme des quatre chargements élémentaires est exprimée comme :

$$[\Delta\sigma_{ij}]_m = [\Delta\sigma_{ij}^{grav}]_m + 3 \cdot [\Delta\sigma_{ij}^x]_m + 2 \cdot [\Delta\sigma_{ij}^y]_m + 1 \cdot [\Delta\sigma_{ij}^{xy}]_m \quad (4.11)$$

Ainsi, lorsque le chargement complexe est séparé en la sommation des effets de quatre chargements élémentaires, chacun de ces calculs contribue à augmenter l'erreur sur le tenseur de contrainte résultant.

4.3.2 Optimisation

Le modèle tridimensionnel créé pour l'application de la méthodologie au 0 est ici utilisé afin de valider la superposition de contrainte réalisée pour la calibration du modèle selon la méthodologie présentée à la section 3.3. Les mêmes points de mesures qui sont utilisés à la section 5.4.1 sont considérés avec l'orientation des différents joints relevés dans chaque intervalle d'essai pour reproduire fidèlement la procédure de calcul. Pour chaque point, la contrainte normale à tous les joints est calculée et la valeur minimale est prise comme la valeur de la mesure synthétique en ce point. Un ensemble de mesures synthétiques est ainsi obtenu pour un chargement connu du modèle Flac3D ($A = 3$, $B = 1$, $C = 1$). Une optimisation est alors réalisée afin d'évaluer les paramètres A , B et C permettant de reproduire au mieux les mesures synthétiques. Sans surprise, les valeurs de A , B et C représentant la grandeur du chargement du modèle sont retrouvées avec une erreur inférieure à 1% (tableau 4.4) L'optimisation est très peu sensible aux valeurs de départ. Si l'on considère le même point utilisé pour présenter l'erreur de superposition des contraintes à la section précédente (équation 4.10), on obtient un tenseur d'erreur avec des valeurs du même ordre de grandeur (équation 4.12). Une analyse intéressante qui n'a pas été réalisée ici serait d'appliquer une erreur aux mesures synthétiques exactes afin de mieux évaluer la sensibilité de l'optimisation aux erreurs des mesures utilisées pour la calibration des paramètres.

Tableau 4.4: Sensibilité de l'optimisation

	Paramètres résultants de l'optimisation (valeurs exactes A = 3, B = 2, C = 1)			Erreur (%)		
Valeurs de départ de l'optimisation	A	B	C	A	B	C
A = B = C = 0	3.001603404	2.000720727	0.999857634	0.05	0.04	-0.01
A = B = C = 5	3.001602769	2.000721448	0.999859113	0.05	0.04	-0.01
A = B = C = 10	3.001599772	2.000721172	0.999858542	0.05	0.04	-0.01
A = B = 0, C = -5	3.001602332	2.000721795	0.999856866	0.05	0.04	-0.01

$$[\Delta\sigma_{ij}^{opt}]_m = \begin{bmatrix} 0.001 \% & 0.047 \% & -0.033 \% \\ 0.047 \% & 0.019 \% & 0.047 \% \\ -0.033 \% & 0.047 \% & -0.001 \% \end{bmatrix}_m \quad (4.12)$$

4.4 Synthèse des validations

Les résultats calculés par le modèle ont été vérifiés avec des solutions analytiques connues dans ce chapitre. Il a été trouvé que les contraintes calculées par l'imposition de contraintes aux frontières du modèle donnent des résultats incohérents avec les solutions analytiques. Par ailleurs, les contraintes calculées en initialisant les contraintes dans le modèle avec des frontières fixes correspondent bien aux résultats analytiques. Il a aussi été vérifié que les méthodes d'interpolations correspondent bien à la réalité loin des frontières. Finalement, le principe de superposition des contraintes et le fichier d'optimisation ont été vérifiés pour un chargement connu. Ils ont montré une erreur négligeable.

CHAPITRE 5 APPLICATION DE LA MÉTHODOLOGIE

La méthodologie présentée dans ce mémoire est appliquée ici à un cas réel; la galerie d'amenée de l'aménagement hydroélectrique Tournestouc appartenant à la société Hydro-Québec. Cet aménagement est très pertinent en relation avec cette recherche puisque la conception préliminaire du tunnel a été modifiée de façon importante dans deux secteurs suite aux résultats des campagnes d'investigations géotechniques. Il est montré que l'utilisation de la modélisation numérique en trois dimensions avant la réalisation des premiers essais de mesure de contrainte in situ constitue un bon support pour l'analyse des contraintes in situ et le choix initial de l'axe du tunnel, ainsi que le positionnement des premiers essais de mesure de contrainte. D'autre part, lorsque des essais de mesure de contrainte sont disponibles, il est possible de caler le modèle sur les mesures in situ, ce qui permet d'améliorer l'évaluation finale de l'état de contrainte et, par conséquent, le positionnement du tunnel et du blindage d'acier s'il y a lieu. Cette approche permet notamment de valoriser les essais mesurant des contraintes plus élevées que σ_3 qui sont peu ou pas utilisés autrement.

5.1 Contexte

L'aménagement hydroélectrique de la Tournestouc est situé au nord de Baie-Comeau sur la rivière Tournestouc, un affluent de la rivière Manicouagan. Un ouvrage d'amenée souterrain de 10 km relie la prise d'eau à la centrale de 520 MW de capacité avec une tête d'eau maximale de 183 m. Le tunnel a été excavé par forage sautage dans un gneiss granitique de bonne qualité. Le tracé de la galerie d'amenée a été choisi de manière à optimiser la hauteur de chute d'eau tout en assurant un couvert de roc minimal satisfaisant le critère norvégien tout au long de la galerie d'amenée.

À l'approche de la centrale, le couvert rocheux diminue fortement et le tunnel est revêtu d'un blindage d'acier de manière à assurer l'intégrité du massif. L'étendue de cette section, qui est appelée conduite forcée, est déterminée d'après les résultats des essais de mesure de contraintes in situ. La campagne d'essais a été réalisée par Golder et Associés à l'hiver 2003 et comportait la réalisation de 41 essais effectués dans 12 forages (figure 5-1). Suite aux résultats de cette campagne, il a été décidé de prolonger la conduite forcée de 169 m vers l'amont jusqu'au point métrique 10 + 260 m.

Une autre campagne extensive de soulèvement hydraulique a dû être réalisée dans la galerie d'amenée, à 2 km en amont de la centrale, après la découverte pendant les travaux d'excavation d'une zone de faible couvert rocheux longue de 1 km suivant l'axe du tunnel. Lors de la conception préliminaire, une épaisseur de mort-terrain de 3 m a été supposée. Des travaux d'exploration effectués pendant la construction ont permis de préciser les niveaux topographiques et les épaisseurs de mort terrain réels. Il est ainsi apparu que le critère de couvert rocheux n'était pas respecté entre les PM 7 + 400 m et 8 + 400 m. Ainsi, le couvert rocheux présumé est passé par endroits de 80 m à 50 m, diminuant le facteur de sécurité de 1.5 à 1.1. Une campagne de mesure de contrainte a alors été effectuée (Techmat Inc.) afin d'évaluer l'étendue de la zone de faible contrainte.

La campagne de Techmat s'est déroulée en trois phases distinctes au cours desquelles la zone de faible contrainte a progressivement été définie. Au total, 79 essais ont été réalisés dans 18 forages percés à partir de la galerie d'amenée entre novembre 2003 et avril 2004 (figure 5-2). Chacune des trois phases comportait la réalisation de six forages au diamant (calibre NQ = 76 mm) dans lesquels un à six essais de soulèvement hydraulique ont été effectués.

Au terme de cette campagne, il a été établi que l'état de contrainte dans le massif de ce secteur menait à un niveau de sécurité insuffisant en regard de la pression hydraulique et des fuites potentielles. Des travaux majeurs d'excavation et de drainage dans le mort terrain ont alors été réalisés pour éviter des instabilités de terrain au niveau du contact roc/till. Rancourt et al. (2006) indiquent les fuites ont été bien contrôlées par ce système suite à la mise en eau de l'ouvrage. Les fuites mesurées sont de l'ordre de 6 l/s.

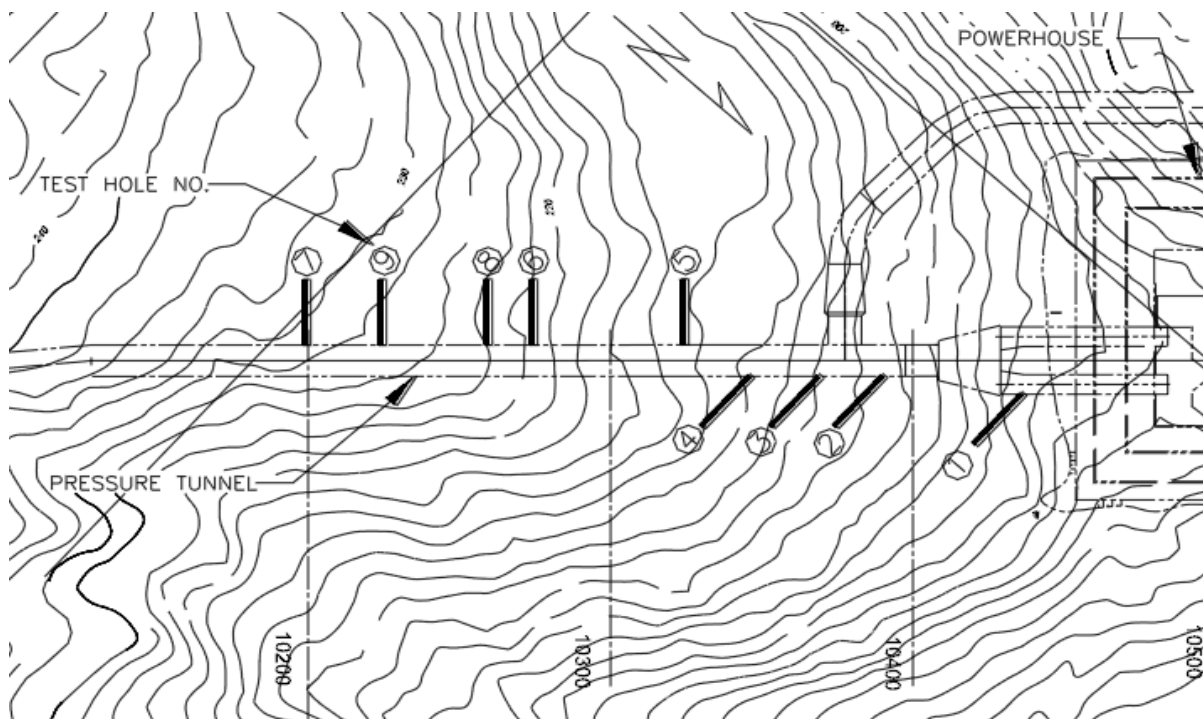


Figure 5-1: Localisation des sondages réalisés dans la conduite forcée de l'aménagement Toulmoustouc. Secteur 1. (Rancourt et al., 2006)

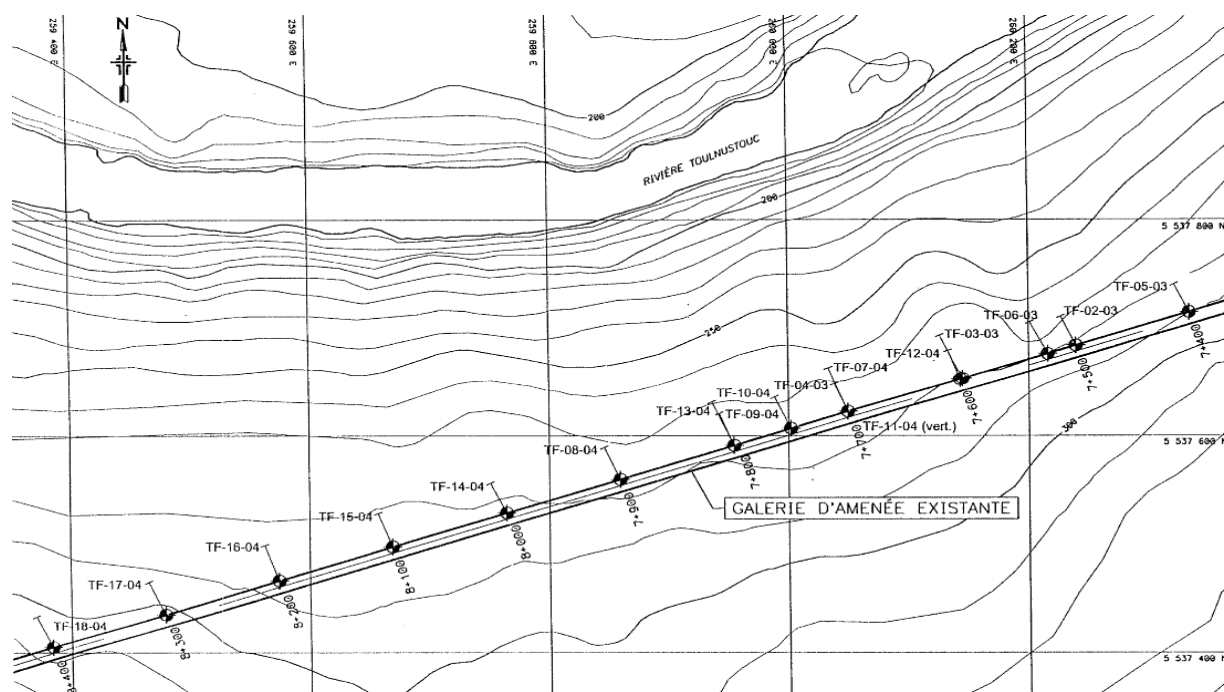


Figure 5-2: Localisation des sondages réalisés dans la galerie d'amenée de l'aménagement Toulmoustouc. Secteur 2. (Techmat, 2004)

5.2 Création du modèle numérique

Le modèle numérique a été créé en trois dimensions afin de bien reproduire la topographie régionale. Toutes les zones d'intérêt pour l'état de contrainte sont incluses dans le modèle. Les dimensions du modèle sont choisies de manière à laisser une marge supérieure à cinq fois la hauteur des principales anomalies entre les frontières et la zone d'intérêt. Les frontières ont ainsi peu d'influence sur les contraintes calculées. Puisque les principaux reliefs ont environ 100 m de hauteur, les frontières du modèle sont situées à plus de 500 m du secteur étudié.

Similairement, les dimensions du maillage sont choisies de manière à reproduire adéquatement l'effet de la vallée au niveau du tunnel qui est situé à 100 m de profondeur ($Z_{zi} = 100$ m). On suppose à priori un chargement uniquement gravitaire ($\frac{K_o \rho g}{\nu \sigma_x} = 1$). Ainsi, d'après l'équation 3.2, on suppose que les vallées ou les montagnes de dimensions inférieures à la profondeur de la zone d'intérêt influencent peu le champ de contrainte à cette profondeur. Il n'est donc pas nécessaire de reproduire fidèlement les anomalies de dimension inférieures à $b_{min} = 100$ m. La dimension des éléments du modèle dans un plan sub-horizontale est déterminée à partir de la relation 3.3 et est donc de $\frac{100 \text{ m}}{4}$, soit $25 \times 25 \text{ m}^2$. La dimension verticale des éléments augmente avec la profondeur, mais elle est d'environ 25 m au niveau de la zone d'intérêt.

L'aménagement Touloustouc est situé dans un massif rocheux granitique souvent gneissique. Plusieurs zones de failles ou de cisaillement ont été relevées dans le secteur d'essai. La zone de cisaillement la plus significative est située entre les PM 7 + 830 et 7 + 850 et est orientée suivant un pendage d'environ 65° à 80° vers le nord-ouest (Techmat, 2004). Ces structures n'ont pas été considérées dans la modélisation présentée ici.

Des essais en laboratoire ont permis de déterminer la valeur du module d'élasticité ($E = 59$ GPa) et du coefficient de Poisson ($\nu = 0.24$) sur des échantillons de roche intacte (Quirion et Tournier, 2010). Puisqu'il s'agit ici d'un travail avant tout exploratoire, aucune correction n'a été apportée sur ces paramètres afin d'évaluer leur valeur à l'échelle du massif. Notons par ailleurs que pour un modèle de déformation élastique, le module d'élasticité n'affecte pas la distribution de contrainte. Le coefficient de Poisson a une influence, mais il n'est généralement pas corrigé pour l'effet d'échelle. Le poids volumique de la roche a été fixé à 25 kN/m^3 dans le modèle numérique. Ce paramètre influence la grandeur des contraintes calculées par le modèle.

Toutefois, la calibration du modèle compense en partie pour une erreur sur l'évaluation du poids volumique.

Une fois le maillage créé, le modèle est soumis en séquence aux quatre chargements élémentaires : $\sigma_{\text{grav}} = 1$; $\sigma_x = 1$; $\sigma_y = 1$; $\sigma_{xy} = 1$ MPa. Les axes X et Y sont orientés selon l'est et le nord respectivement. Les distributions de contraintes obtenues de ces chargements aux points de mesure par soulèvement hydraulique sont utilisées pour établir les relations qui lient les six composantes du tenseur en ces points et les chargements élémentaires. Ainsi, il est possible à partir de ces relations d'évaluer les contraintes tectoniques reproduisant au mieux les résultats des essais aux points de mesures.

5.3 Analyse de l'état de contrainte in situ avant la réalisation des premiers essais (conception préliminaire)

Le profil préliminaire du tunnel est généralement fixé en fonction de l'emplacement planifié de la prise d'eau et du point de restitution (la centrale). À partir de ce positionnement initial du tunnel, les contraintes dans le massif sont analysées afin d'identifier les zones potentiellement non sécuritaires. Des mesures de contrainte in situ par soulèvement hydraulique sont alors réalisées dans ces secteurs pour vérifier l'état de contrainte. Les critères empiriques présentés à la section 2.2 sont habituellement utilisés pour identifier les secteurs critiques où les essais sont effectués.

Les résultats des essais sont ensuite utilisés pour le positionnement final du tunnel (section 5.4). Lorsque nécessaire, il est possible d'ajuster la position du tunnel en pivotant l'axe de la centrale ou en calant la prise d'eau de façon à abaisser l'élévation de la galerie et offrir un couvert rocheux satisfaisant le facteur de sécurité requis tout au long de l'axe du tunnel.

De manière générale, les essais sont réalisés durant la phase d'ingénierie détaillée, avant l'excavation de la galerie de manière à éviter des retards d'échéancier (il s'agit d'ailleurs d'un des avantages du soulèvement hydraulique par rapport à d'autres méthodes de mesure de contrainte). Dans le cas de l'aménagement Tournoustouc, ces essais ont toutefois été réalisés pendant l'excavation de la galerie.

On présente ici une approche qui utilise la modélisation numérique pour évaluer les contraintes in situ de façon préliminaire. Les solutions numériques permettent d'évaluer directement la contrainte principale mineure. Le critère de conception 2.6 peut donc être utilisé conjointement

ou en remplacement des critères empiriques pour calculer le facteur de sécurité contre le soulèvement hydraulique non contrôlé.

Trois applications de l'analyse des contraintes in situ sont effectuées avec la topographie de Tournustouc pour la conception préliminaire des tunnels. Deux exemples conceptuels sont d'abord présentés de manière à illustrer l'utilisation de la modélisation numérique pour le positionnement préliminaire du tunnel dans le massif rocheux (section 5.3.1). Le vrai profil de la galerie d'amenée de Tournustouc est par la suite utilisé pour l'analyse des contraintes selon l'axe du tunnel (section 5.3.2), puis pour le positionnement des essais (section 5.3.3) et l'orientation des forages (section 5.3.3).

5.3.1 Positionnement préliminaire du tunnel (exemples conceptuels)

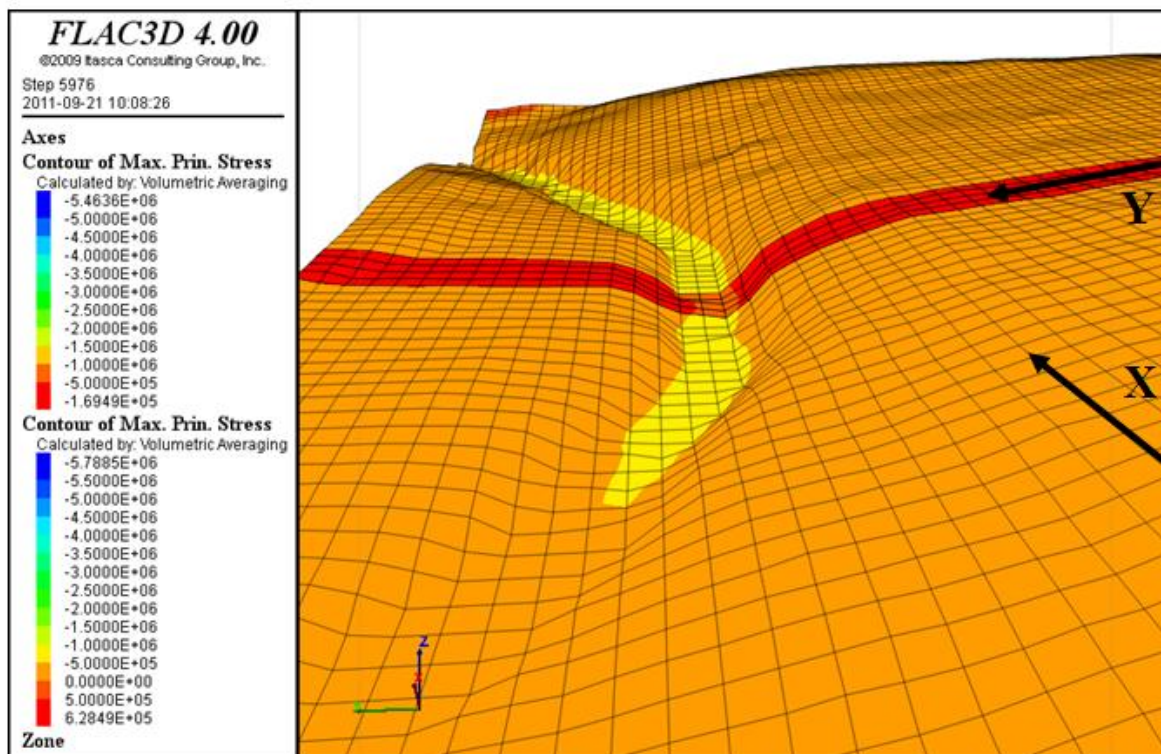
Deux exemples fictifs sont présentés ici pour illustrer l'application des résultats de la modélisation numérique pour le positionnement préliminaire d'une galerie d'amenée. Supposons que pour maximiser la tête d'eau, le tunnel doit passer le plus près possible de la rivière selon une orientation prédéfinie (axe X sur la figure 5-3). On suppose à priori que l'état de contrainte tectonique est suffisant pour que la contrainte principale mineure soit sub-verticale. On considère alors deux situations relatives à ce problème :

a) Exemple 1

On cherche à positionner le tunnel de manière à ce que sa profondeur soit la plus faible possible tout en satisfaisant le critère de conception (équation 2.6) et en étant situé le plus près possible de la vallée.

Pour étudier ce problème, une coupe peut être réalisée dans le modèle perpendiculairement au tunnel (celui-ci étant orienté selon l'axe X) en un point où celui-ci passe près de la vallée (axe Y sur la figure 5-3, agrandi à la figure 5-4). D'après le critère exprimé par l'équation 2.6, la profondeur minimale du tunnel loin de l'influence de la vallée est de 75 m. Cette profondeur minimale augmente près de la vallée. On observe que la distance minimale de la vallée à laquelle le tunnel peut être positionné tout en conservant la profondeur de 75 m est de 325 m. La variation de σ_3 en fonction des contraintes tectoniques peut être étudiée en ce point afin de vérifier l'hypothèse de départ selon laquelle la contrainte principale mineure est sub-verticale et peu influencée par la grandeur des contraintes tectoniques (figure 5-5). On constate que l'hypothèse est valide si on est certain que les contraintes sont supérieures à 2 MPa.

a)



b)

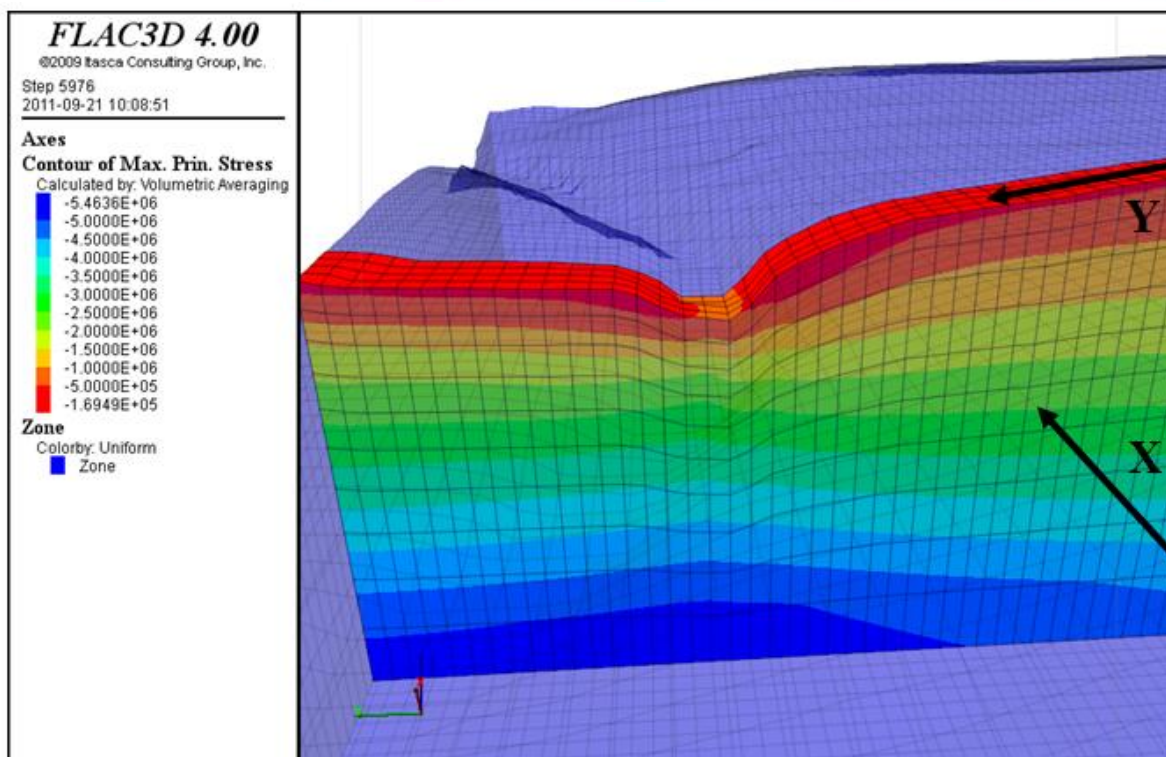


Figure 5-3: Exemple conceptuel de l'utilisation de Flac3D pour le positionnement préliminaire d'un tunnel qui passe près d'une vallée selon une orientation parallèle à l'axe X. Une coupe est réalisée dans le modèle perpendiculairement au point du tunnel passant le plus près de la vallée (axe Y) afin d'illustrer la variation de contrainte selon cet axe.

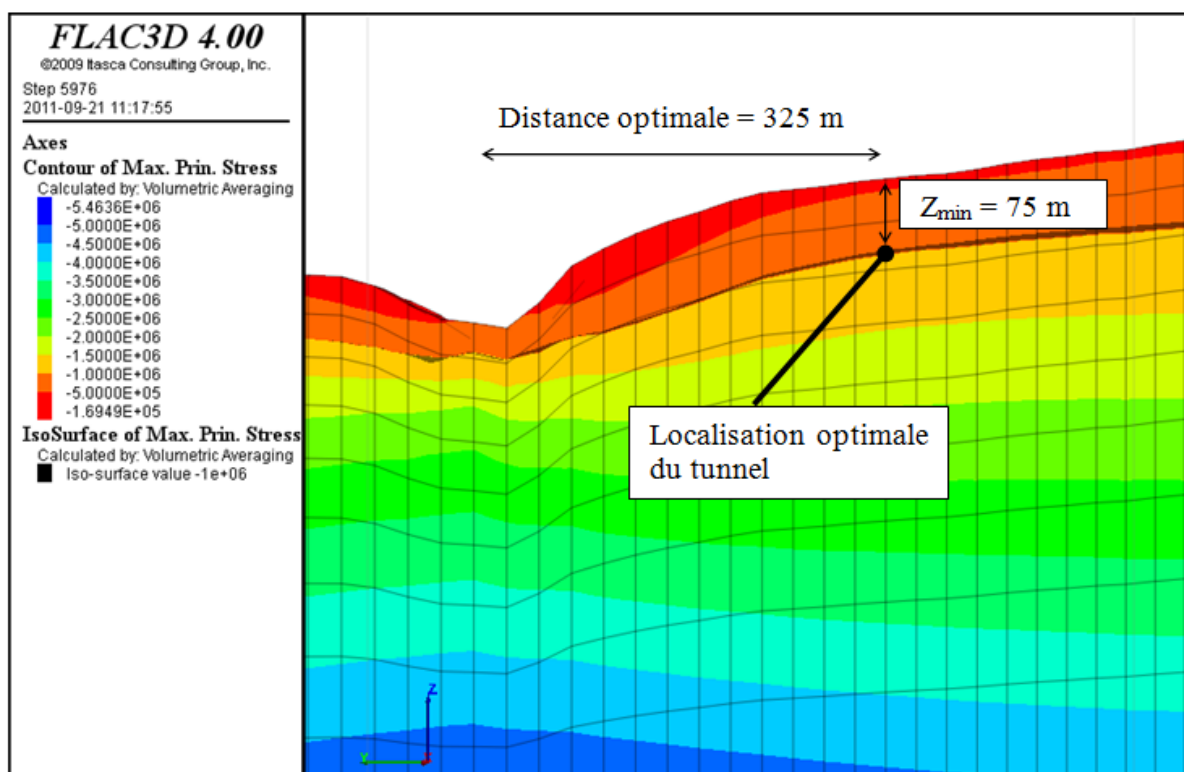


Figure 5-4: Contour de σ_3 pour le positionnement préliminaire d'un tunnel qui passe près d'une vallée (exemple conceptuel a). La coupe est réalisée selon l'axe Y.

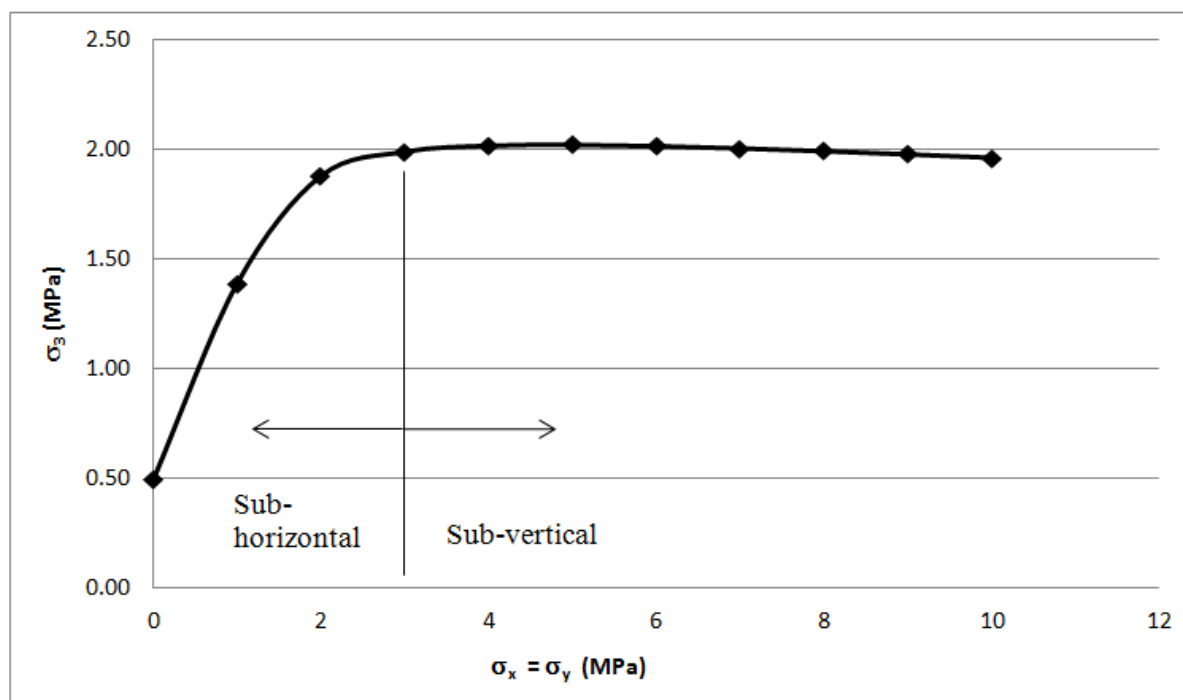


Figure 5-5: Vérification de la sensibilité de σ_3 en fonction des la valeur des contraintes tectoniques au point optimal de la figure 5-4.

b) Exemple 2

Supposons que le niveau du tunnel est préalablement fixé à 100 m (même élévation que le bas de la vallée). On cherche la distance minimale de la vallée à laquelle le tunnel peut être placé de façon sécuritaire si la contrainte σ_3 requise à cet endroit pour satisfaire le critère de conception 2.6 avec un facteur de sécurité de 3 est de 1.5 MPa.

Cette situation est étudiée efficacement grâce à un profil de contrainte dans Flac3D. Le logiciel permet d'évaluer un profil de la contrainte σ_3 à la profondeur du tunnel selon l'axe perpendiculaire à la vallée (figure 5-6). On observe qu'à cette profondeur, l'équation 2.6 est satisfaite à une distance de 310 m de la vallée. La sensibilité de ce profil aux contraintes tectoniques pourrait être étudiée dans Excel comme il a été fait pour un point à la situation a) (figure 5-5) afin de s'assurer que la position choisie pour le tunnel est sécuritaire pour différents chargements tectoniques. Une telle étude est présentée à la section suivante dans le contexte du choix sécuritaire de la limite d'un blindage d'acier.

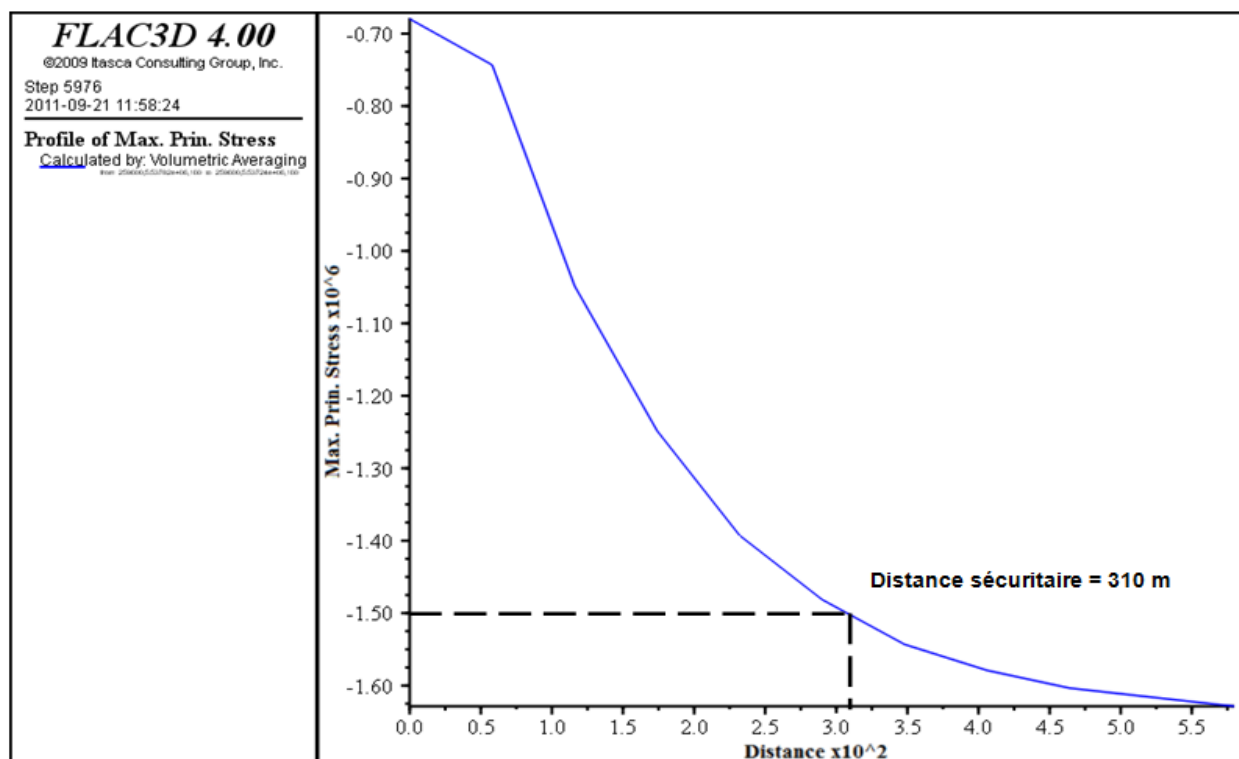


Figure 5-6: Profil de σ_3 pour le positionnement préliminaire d'un tunnel qui passe près d'une vallée (situation b). Le profil est tracé selon l'axe Y à la profondeur du tunnel.

5.3.2 Analyse des contraintes selon l'axe du tunnel prévu à la conception

Puisque le profil du tunnel est déjà fixé, la longueur de la section blindée dépend de l'évaluation des contraintes minimales entraînant le soulèvement hydraulique non contrôlé des fractures ($(\sigma^{HJ})_{\min}$). Une approche sécuritaire consiste à s'assurer que la pression hydraulique est inférieure à la contrainte principale mineure (σ_3) plutôt que $(\sigma^{HJ})_{\min}$ (équation 2.6 et figure 5-7). La pression hydraulique maximum d'opération dans le tunnel peut être calculée tout au long du profil en comparant le niveau du réservoir à pleine capacité (ici 302 m) avec le niveau du radier au point d'intérêt (variable). Les propriétés du modèle sont présentées à la section 5.2. On suppose à priori une épaisseur de mort-terrain de 3 m.

La relation entre la contrainte principale mineure et les contraintes tectoniques est présentée selon l'axe du tunnel à la figure 5-8. Cette figure indique que σ_3 est sub-v verticale lorsque les contraintes tectoniques sont supérieures à 3 MPa. De plus, si l'on pose l'hypothèse que les contraintes tectoniques sont supérieures à 2 MPa, il semble que les contraintes soient suffisantes tout au long de l'axe du tunnel pour empêcher le soulèvement hydraulique des fractures. Finalement, selon cette analyse, la limite préliminaire du blindage pourrait être située à 10 + 220 m.

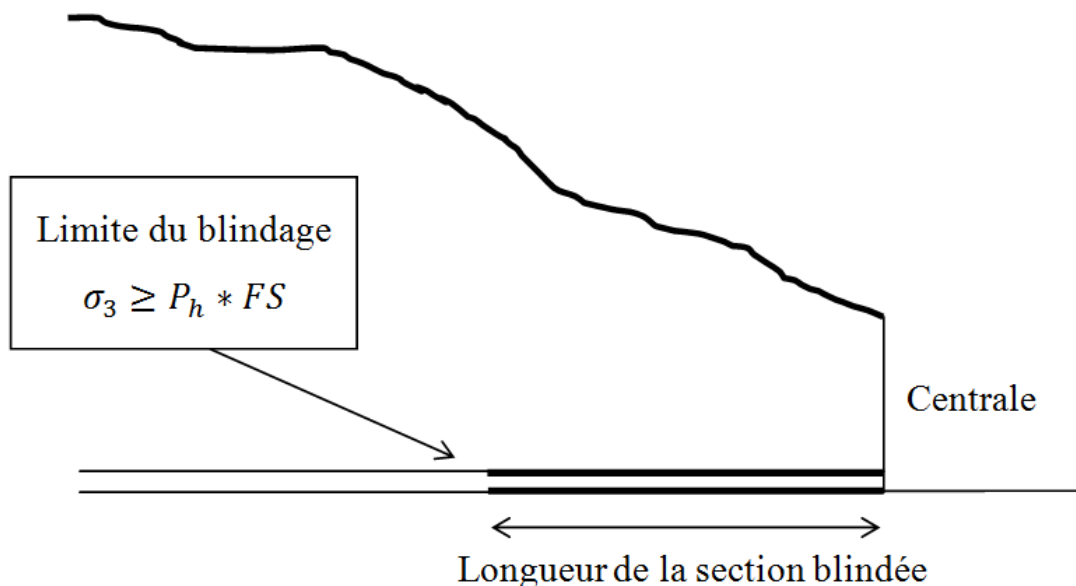


Figure 5-7: Extension du blindage d'une conduite forcée sous une topographie irrégulière (vue schématique).

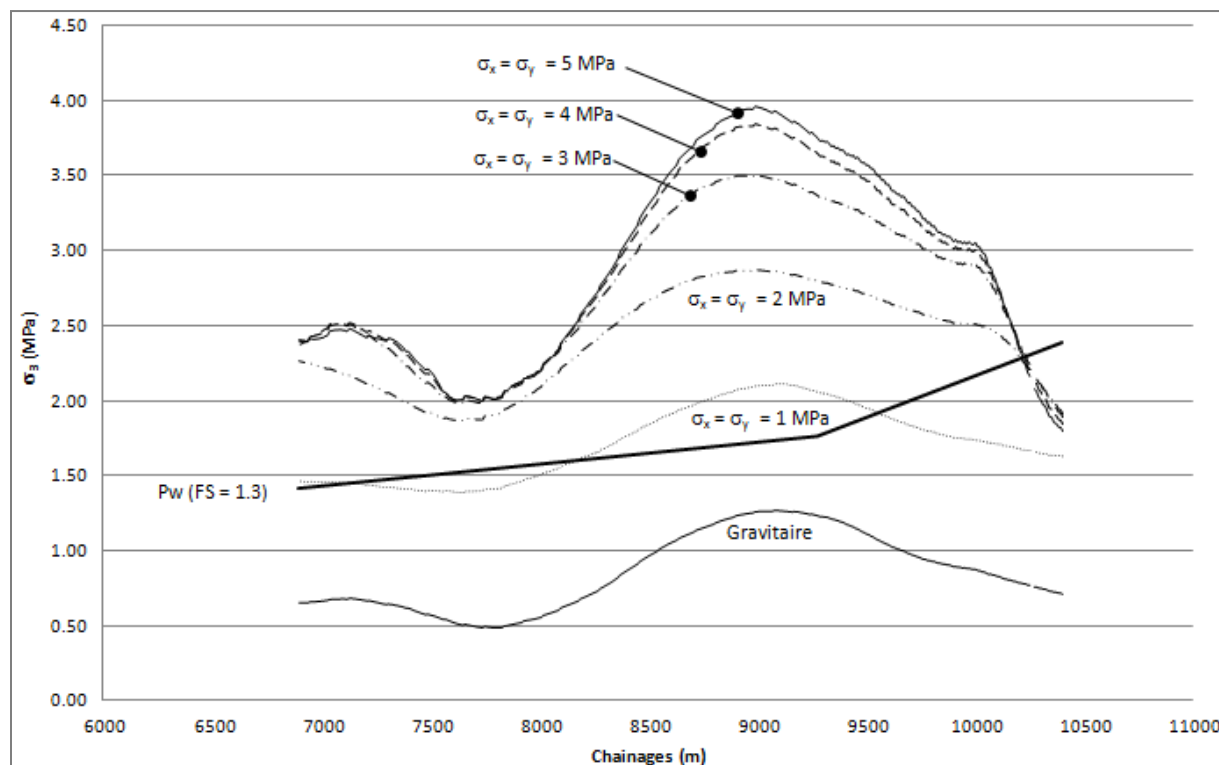


Figure 5-8: Profil de σ_3 obtenu selon l'axe du tunnel pour différents chargements tectoniques horizontaux appliqués sur le modèle.

Une analyse plus poussée de la situation dans le secteur de la centrale montre que malgré l'orientation sub-v verticale de la contrainte principale mineure, sa valeur peut diminuer avec l'augmentation des contraintes tectoniques, entraînant un déplacement de la limite sécuritaire du blindage de 10 + 230 à 10 + 190 (figure 5-9 et figure 5-10). Ce comportement est associé à l'influence de la vallée sur les contraintes⁶. La présence de la vallée modifie le champ de contrainte, ce qui peut augmenter l'influence des contraintes tectoniques sur la contrainte principale mineure même lorsqu'elle n'est pas sub-horizontale. Il est ainsi recommandé de considérer avec attention la grandeur des contraintes tectoniques lorsque l'extrémité de la conduite forcée est située à proximité de l'excavation de la centrale ou d'un relief marqué.

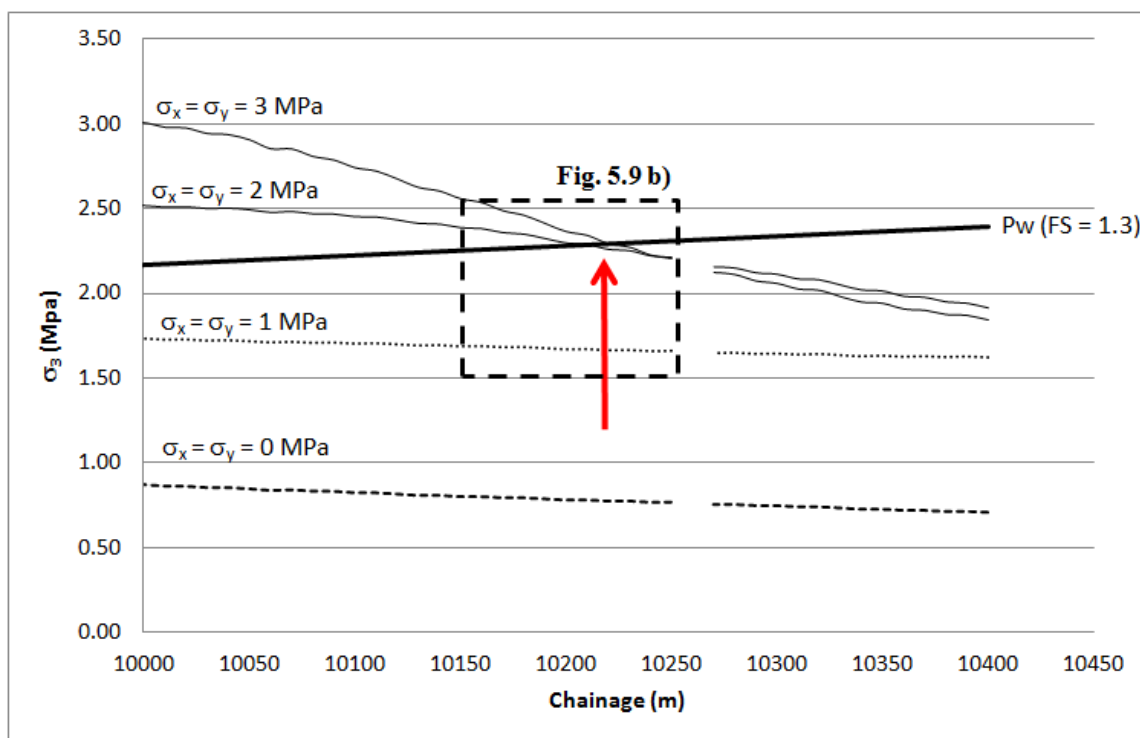
Ces résultats concordent bien avec l'analyse empirique réalisée par Hydro-Québec (Rancourt et al., 2006). Le secteur de la galerie d'amenée passant à proximité de la vallée (PM 7 + 400 à 8 + 400 m) semble ainsi présenter un confinement suffisant pour empêcher le soulèvement des

⁶ Le profil du tunnel est présenté sur une carte topographique à la figure 5-1.

fractures. De plus, pour un poids volumique du roc de 25 kN/m^3 , la limite sécuritaire du blindage est localisée au point $10 + 230 \text{ m}$ (figure 5-11). On remarque que l'approche numérique donne un résultat comparable pour un chargement de 4 MPa selon x et y . La méthode empirique correspond donc à un cas particulier de chargement. En effet, l'approche conventionnelle d'évaluation préliminaire des contraintes avec les critères empiriques suppose que σ_3 est perpendiculaire à la surface et correspond au poids du couvert de roc minimum. Il est donc impossible de prendre en compte l'influence des contraintes tectoniques sur la contrainte principale mineure avec les critères empiriques.

On notera que la grandeur des contraintes estimée (et par conséquent le résultat des analyses préliminaires) est fortement liée à la valeur du poids volumique de la roche utilisé pour chaque approche. Utilisant un γ_r de 27 kN/m^3 , Rancourt et al. (2006) trouvent $10 + 260 \text{ m}$ comme limite préliminaire du blindage, alors que $10 + 230 \text{ m}$ est trouvé ici en utilisant 25 kN/m^3 .

a)



b)

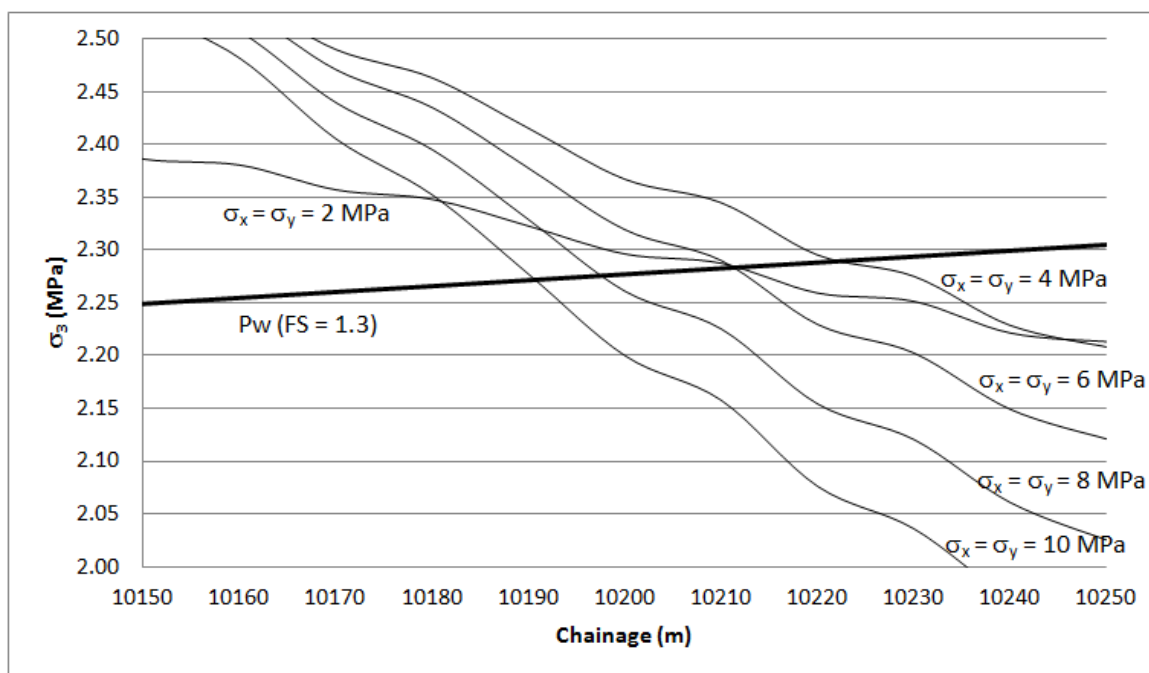


Figure 5-9: Profils de σ_3 selon l'axe du tunnel pour le positionnement préliminaire de la limite du blindage de la conduite forcée : a) vue générale, b) vue agrandie du secteur critique. Les différents profils sont obtenus avec des chargements horizontaux ($\sigma_x = \sigma_y$) de grandeurs variées appliquées au modèle (grandeurs indiquées sur les courbes, $\tau_{xy} = 0$). Voir la Figure 5-1 pour la position du profil en relation avec la topographie et l'aménagement.

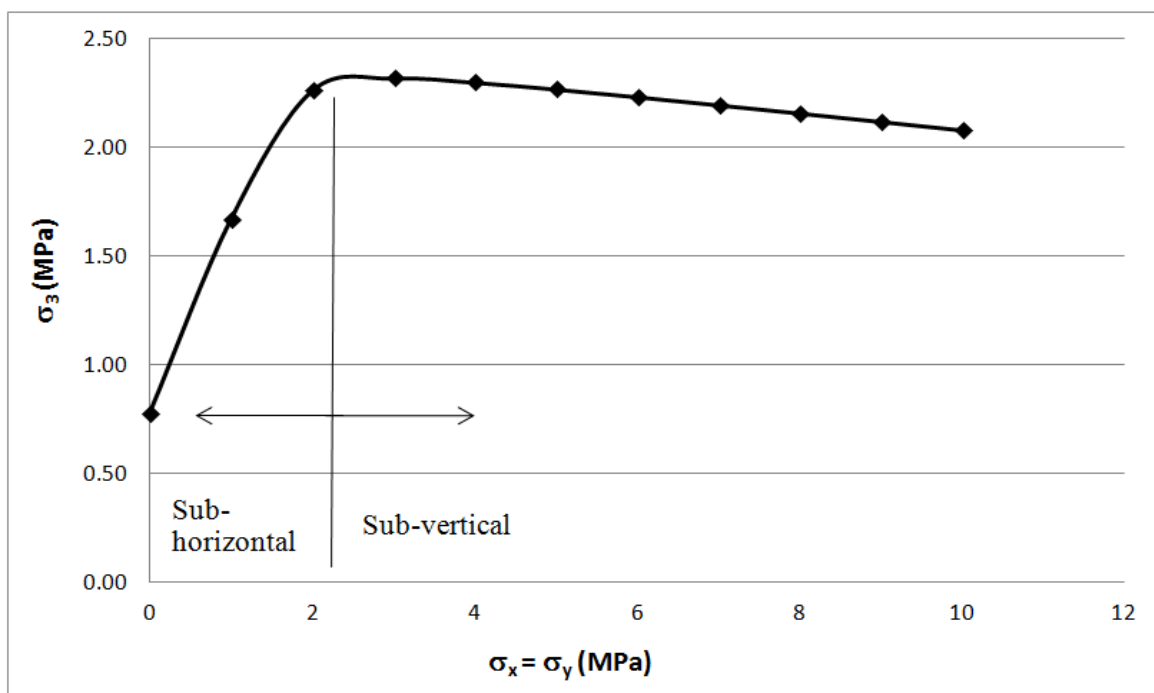


Figure 5-10: Sensibilité de σ_3 aux contraintes tectoniques au chainage 10 + 220 m du profil.

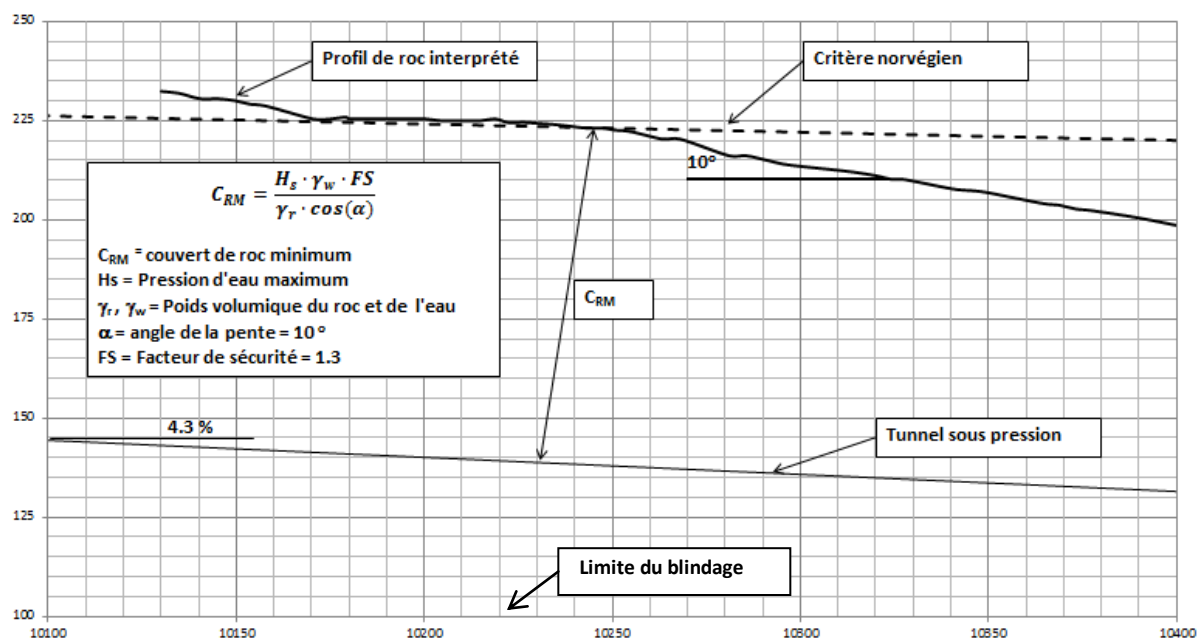


Figure 5-11: Évaluation du couvert de roc minimum avec le critère norvégien. Modifié d'après Rancourt et al. (2006) pour $\gamma_r = 25 \text{ kN/m}^3$.

5.3.3 Positionnement des essais

Près de la centrale, l'analyse préliminaire des contraintes (section 5.3.2) indique que la distribution de la contrainte principale mineure est sensible à la grandeur des contraintes tectoniques. Ainsi la limite sécuritaire du blindage est mal définie et des essais de mesure de contrainte in situ sont requis pour évaluer l'état de contrainte réel agissant dans ce secteur. D'après cette analyse (réalisée avec $\gamma_r = 25 \text{ kN/m}^3$), la zone d'essai recommandée serait située entre les chainages 10 + 175 et 10 + 300 m.

L'analyse préliminaire effectuée à la section précédente indique aussi que l'état de contrainte est suffisant tout au long de l'axe de la galerie d'amenée pour satisfaire le critère de conception avec un facteur de sécurité de 1.3. Toutefois, les explorations réalisées pendant la construction ont permis de préciser les niveaux topographiques réels ainsi que l'épaisseur de mort terrain selon l'axe du tunnel. La figure 5-13 présente l'interprétation d'un levé sismique qui indique que le terrain meuble a une épaisseur moyenne de 20 m dans le secteur du tunnel passant à proximité de la vallée. La galerie d'amenée est orientée selon l'écart 0 de cette figure. Le couvert rocheux est ainsi passé par endroits de 80 m à environ 50 m, abaissant le facteur de sécurité calculé par le critère norvégien de 1.8 à 1.15 (figure 5-12).

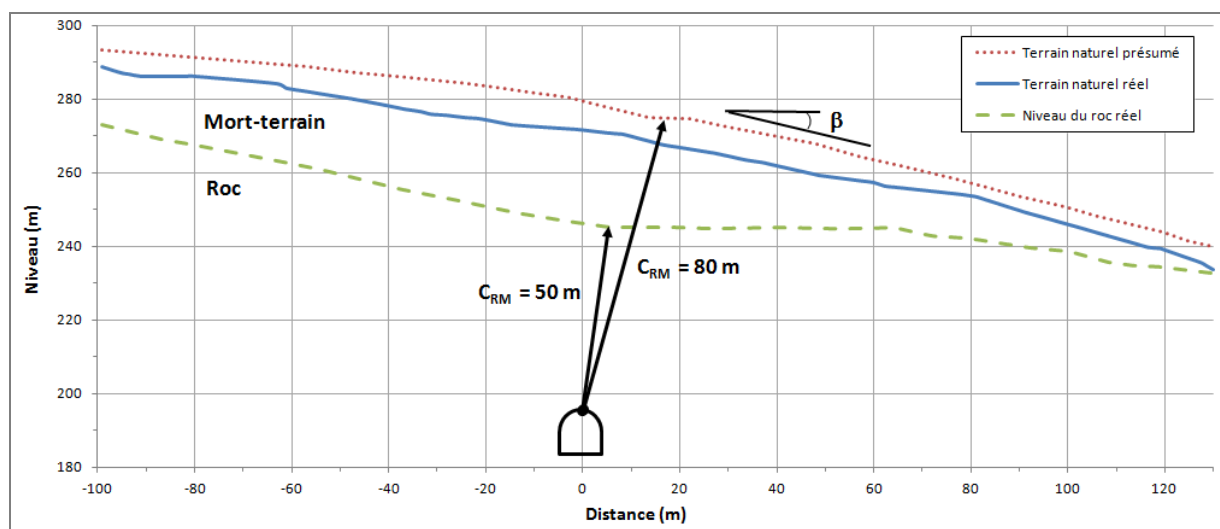


Figure 5-12: Évaluation du couvert de roc minimum. D'après Rancourt et al. (2006).

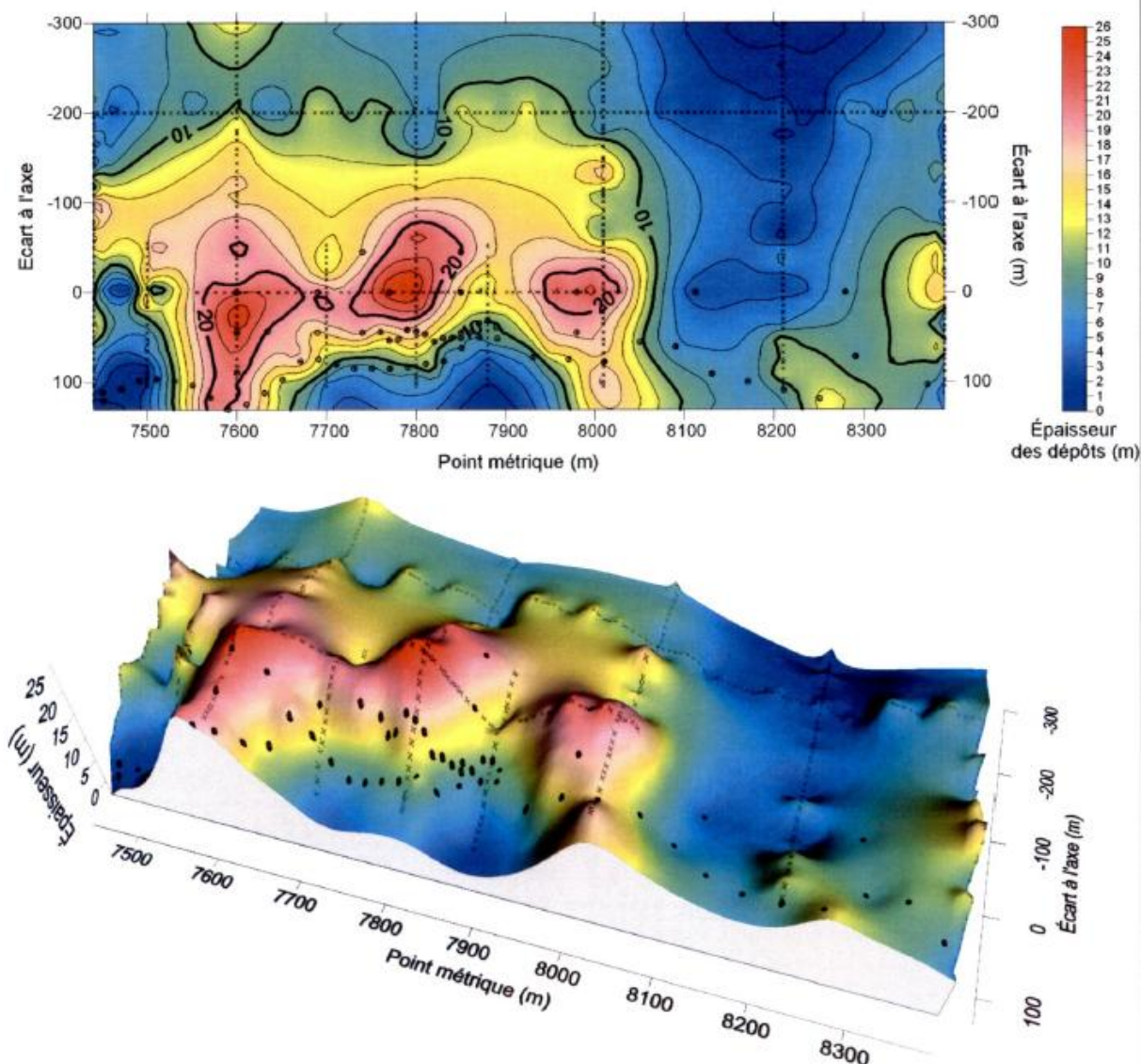


Figure 5-13: Accumulation des matériaux meubles en surface. (Géophysique GPR international INC., 2005)

Une manière sécuritaire de considérer cette situation avec la modélisation numérique consiste à enlever du modèle les éléments correspondants à la couche de sol (figure 5-14). Une analyse réalisée avec la topographie ainsi corrigée indique que σ_3 est peu affectée par cette modification locale de la topographie (figure 5-15). Ceci contraste avec le résultat de l'analyse empirique qui montre une diminution marquée du facteur de sécurité en raison de la diminution du couvert rocheux latéral. Il est possible que cette différence soit liée au manque de précision de la correction topographique appliquée au modèle numérique. Il serait aisé, avec la méthodologie

proposée, de prendre en compte le profil exact du mort-terrain lors de la construction du modèle numérique avec AutoCAD et Quicksurf. D'autre part, les matériaux meubles auraient pu être considérés directement dans le modèle. Dans ce cas, ces hétérogénéités seraient soumises aux effets de la gravité mais seraient exemptes des effets des contraintes tectoniques puisqu'elles n'affectent pas les matériaux meubles. Le caractère tridimensionnel de l'approche numérique, ainsi que sa flexibilité quant aux paramètres pouvant être considérés, rend la précision de l'évaluation du facteur de sécurité très supérieure aux critères empiriques en deux dimensions.

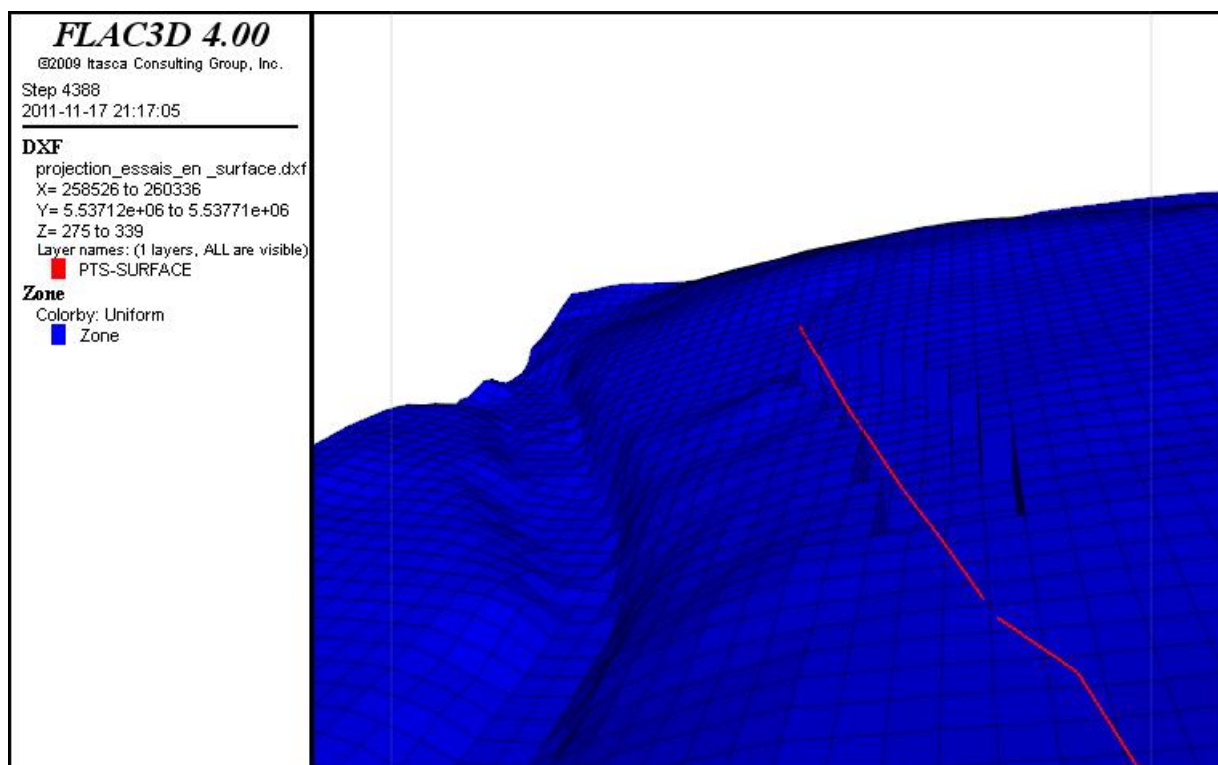


Figure 5-14: Topographie corrigée afin d'enlever la contribution du dépôt aux contraintes

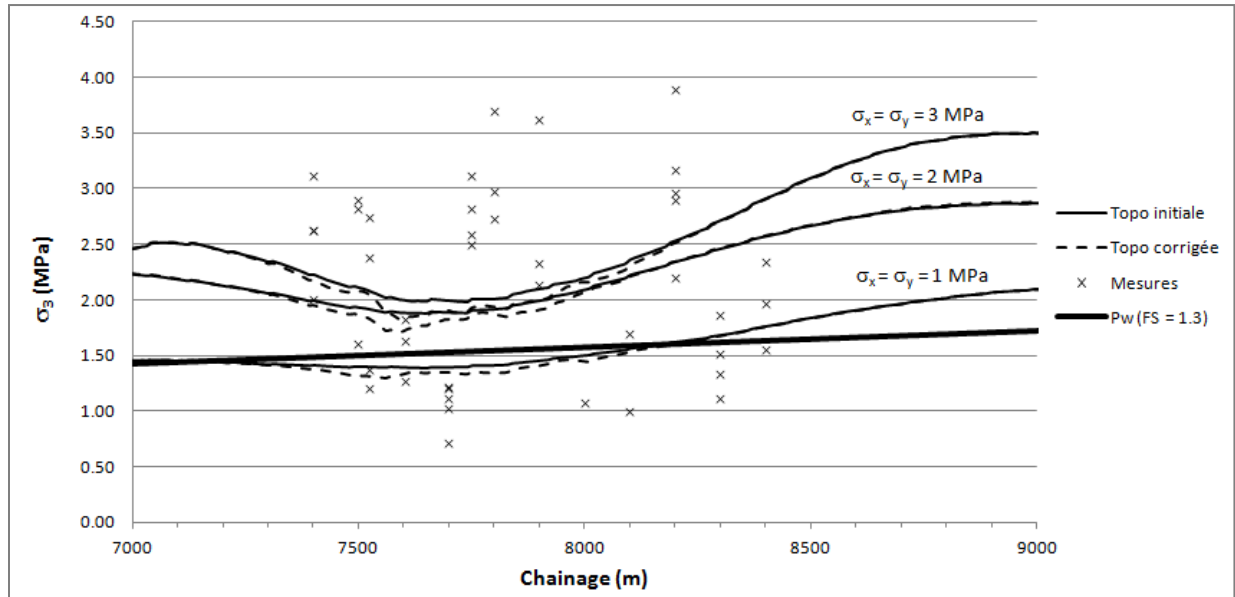


Figure 5-15: Profils de σ_3 obtenus selon l'axe du tunnel entre les PM 7 + 000 et 8 + 500 m pour différents chargements tectoniques horizontaux appliqués sur le modèle avec la topographie initiale et sur celui présentant la topographie corrigée.

5.3.4 Orientation des forages pour les essais

Bien qu'il soit toujours préférable d'effectuer des essais dans différentes directions, il arrive parfois pour des raisons pratiques, que le nombre ou l'orientation des forages soit limité. Il est alors primordial de bien choisir l'orientation des forages afin de favoriser la mesure de la contrainte principale mineure. La modélisation numérique permet d'évaluer la distribution des contraintes in situ et la sensibilité de cette distribution à différents paramètres. L'état de contrainte en un point peut ainsi être étudié afin d'estimer les contraintes qui pourraient être mesurées par un essai de soulèvement hydraulique réalisé sur un joint d'orientation connue.

Considérons ici le secteur de faible contrainte identifié entre les PM 7 + 400 m et 8 + 400 m. Quatre principales familles ont été répertoriées au cours de l'excavation du tunnel dans ce secteur (tableau 5.1 et figure 5-16). Les orientations préférentielles de chaque famille (OP) sont exprimées en terme de pôles pour faciliter la comparaison avec la contrainte principale mineure. Ainsi, dans un intervalle d'essai comprenant plusieurs fractures, le joint le plus susceptible de se soulever est celui pour lequel le pôle est parallèle à σ_3 (section 2.1).

Tableau 5.1: Familles de joints répertoriées lors de l'excavation de la galerie d'amenée de Toulnostouc

	Familles			Orientations préférentielles			
				Plans		Pôles	
Famille	Azimet (°)	Pendage (°)	Espacement (m)	Azimet (°)	Pendage (°)	Azimet (°)	Plongée (°)
1	20-65	15 - 45	0.5 - 2	40	30	310	60
2	220 - 240	70 - 80	0.5 - 5	230	75	140	15
3	260 - 320	80	0.5 - 5	290	80	200	10
4	230 - 260	0 - 15	0.5 - 3	245	10	155	80

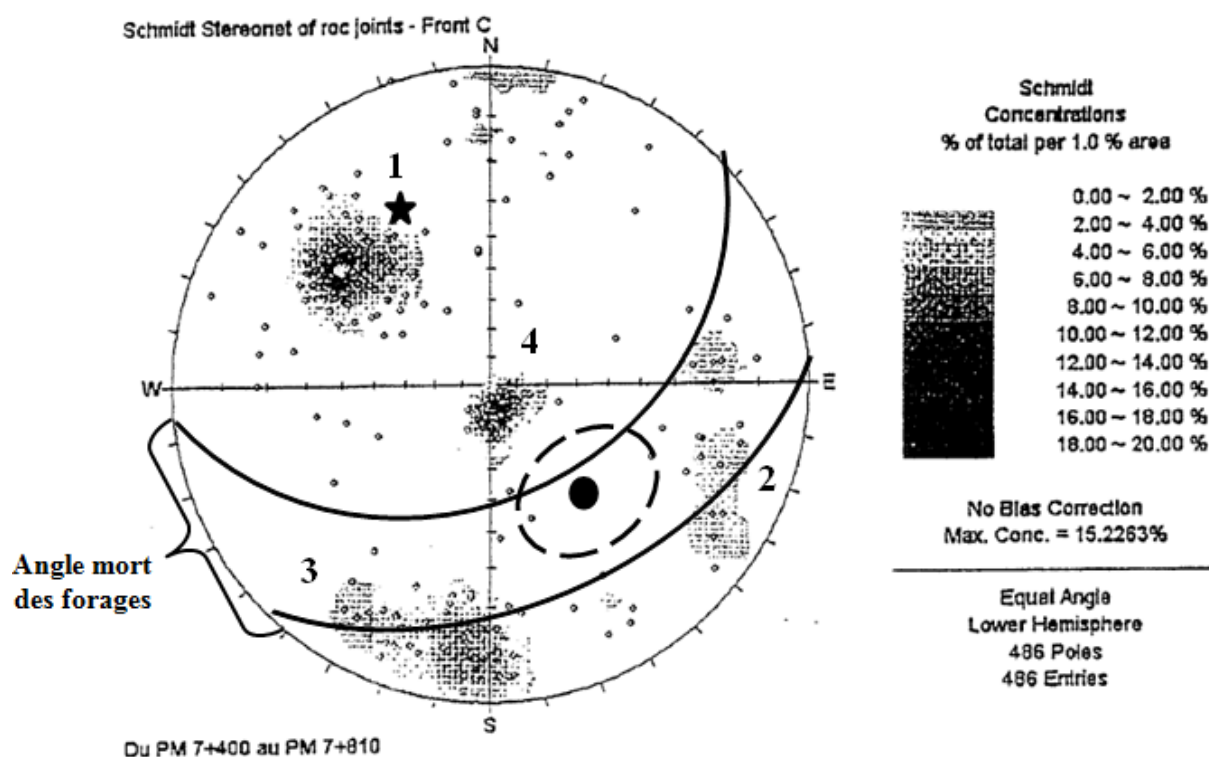


Figure 5-16: Orientation moyenne des forages de soulèvement hydraulique (étoile) comparée à l'orientation probable de σ_3 (pointillé). Le canevas de Schmidt représente les concentrations de pôles relevés pendant la cartographie géologique du tunnel entre les PM 7 + 400 et 7 + 810 m. (Techmat 2004)

Dans le secteur étudié, la galerie d'amenée est située à proximité de la vallée dans laquelle s'écoule la rivière Toulnostouc (figure 5-2). Plusieurs auteurs ont montré que, près de la surface, l'orientation des contraintes in situ est fortement perturbée par des anomalies topographiques (Savage et al., 1985; Savage et Swolfs, 1986). Différents chargements horizontaux sont appliqués sur le modèle afin d'étudier le comportement de σ_3 en un point du tunnel situé à proximité de la vallée (PM 7 + 700 m). Le tableau 5.2 présente les contraintes calculées par Flac3D pour ces chargements selon l'orientation du pôle de chaque famille. Ces contraintes correspondent à ce qui devrait théoriquement être mesuré par des essais de soulèvement hydraulique réalisé sur une fracture isolée ayant l'orientation étudiée. On observe dans ce tableau que σ_3 est sub-horizontale pour des contraintes tectoniques inférieures à 2 MPa, sa valeur est alors faible par rapport à la contrainte verticale (1.4 par rapport à 2.3 pour $\sigma_x = \sigma_y = 1$ MPa par exemple). Dans ce contexte, des essais réalisés sur les familles sub-verticales 2 et 3 devraient mesurer les contraintes les plus faibles. Pour un chargement tectonique supérieur à 2 MPa, les essais réalisés sur les joints sub-horizontaux de la famille 4 devraient donner les mesures les plus proches de σ_3 .

Tableau 5.2: Sensibilités des contraintes normales à l'orientation préférentielle des familles de discontinuités en fonction de chargements tectoniques horizontaux.

Chargement (MPa)			Contrainte normale aux familles de discontinuités - σ_n - (MPa)				σ_3			σ_v (Mpa)
σ_x	σ_y	σ_{xy}	1 (310,60)	2 (140,15)	3 (200,10)	4 (155,80)	Azimut (°)	Plongée (°)	Valeur (MPa)	
0	0	0	2.1	0.8	0.9	2.2	270	2	0.5	2.3
1	1	0	2.4	1.5	1.7	2.2	109	14	1.4	2.3
2	2	0	2.8	2.2	2.5	2.2	144	48	1.9	2.4
4	2	0	3.2	2.8	2.8	2.2	167	52	2.0	2.4
4	2	1	3.0	2.6	3.2	2.2	161	46	1.9	2.4
2	4	0	3.1	3.0	4.0	2.1	122	55	1.9	2.3
2	4	1	3.0	2.7	4.4	2.1	132	55	1.9	2.4
3	3	0	3.1	2.9	3.4	2.2	153	62	2.0	2.4
4	4	0	3.5	3.6	4.2	2.1	155	68	2.0	2.4
5	5	0	3.9	4.3	5.1	2.1	157	70	2.0	2.4

On remarque aussi au tableau 5.2 que la présence de la vallée a effectivement une influence non négligeable sur l'orientation de σ_3 au PM 7 + 700 m. L'azimut de la contrainte principale mineure est vraisemblablement situé entre 122° ($\sigma_x = 2$, $\sigma_y = 4$ MPa) et 167° ($\sigma_x = 4$, $\sigma_y = 2$ MPa) avec une plongée située entre 50° et 70° (zone pointillée, figure 5-16). D'après le rapport technique de Techmat (2004), l'orientation des forages de la campagne d'essai a été choisie « afin d'optimiser le recoupement de l'ensemble des familles de joints présentes dans [le secteur] et ainsi favoriser la mesure de la contrainte minimum à l'aide des essais de soulèvement hydraulique ». L'orientation des forages réalisée par Techmat dans ce secteur est majoritairement perpendiculaire à l'axe du tunnel avec une direction de 335° et une plongée de 45° vers le bas de manière à recouper perpendiculairement la famille 1 (étoile, figure 5-16). Les forages ont donc été réalisés dans une direction à peu près perpendiculaire à σ_3 . La probabilité que ces forages aient rencontré des joints de faible contrainte de soulèvement est donc moins bonne (Terzaghi, 1965). Toutefois, puisque σ_3 tend vers une plongée sub-verticale, les joints les plus susceptibles d'être soulevés sont les joints subhorizontaux qui sont fréquemment interceptés par les forages inclinés à 45 degrés. À partir de l'information disponible avant les travaux, il aurait été intéressant d'orienter quelques forages selon une direction de 150° par rapport au nord plutôt que 330° (point sur la figure 5-16).

Notez que le type d'analyse présenté au tableau 5.2 peut être produit avant de compléter les mesures de soulèvement hydraulique et constitue un outil intéressant de planification pour ces mesures.

5.4 Analyse des mesures de contraintes in situ

L'état de contrainte est mesuré dans le massif rocheux de manière à évaluer la contrainte minimale de soulèvement hydraulique dans le massif ($(\sigma^{HJ})_{\min}$) pour la conception finale des tunnels sous pression non blindés. On présente ici l'utilisation de la modélisation numérique pour analyser l'information obtenue des essais afin de développer la compréhension de la distribution de contrainte dans le massif et ainsi améliorer l'évaluation de $(\sigma^{HJ})_{\min}$.

Cette analyse est directement dépendante de l'évaluation de la qualité de l'essai et de l'interprétation du résultat des mesures de soulèvement hydraulique. La grande variété des méthodes d'interprétation (section 2.1) témoigne bien de la division de la communauté scientifique à ce propos. Pour les analyses qui suivent, la moyenne des valeurs issues de deux méthodes d'interprétations a été utilisée.

5.4.1 Phase 1 : sélection des mesures

L'approche d'analyse des mesures présentée à la section 3.2 suppose à priori que toutes les mesures de soulèvement hydraulique utilisées dans la méthodologie sont fiables. L'erreur liée à la réalisation et à l'interprétation des essais (section 2.1) n'est donc pas considérée ici. On utilise plutôt les critères présentés à la section 3.3.2 afin de classer les mesures et sélectionner les meilleures mesures pour l'optimisation (figure 5-17).

L'orientation du joint soulevé n'a été mesurée pour aucun essai des deux campagnes de mesure. L'ensemble des essais réalisés dans la conduite forcée sont d'ailleurs non orientés. Toutefois, pour la majorité des essais réalisés dans la galerie d'amenée, l'orientation des fractures a été mesurée avant les essais (classe B). Étant donné l'influence importante des hypothèses nécessaires pour utiliser les mesures non orientés (classe C), ces essais ne sont pas utilisés pour l'évaluation du chargement du modèle numérique. Les calibrations présentées aux sections subséquentes sont réalisées uniquement avec des mesures prises dans la galerie d'amenée entre les chainages 7 + 400 et 8 + 400 m (tableau 5.3). L'équation 3.15 est donc utilisée pour comparer les mesures aux contraintes calculées par le modèle numérique. Notez que puisque le modèle n'est pas calibré sur les mesures effectuées dans la conduite forcée, les contraintes évaluées par le modèle dans le secteur de la centrale sont moins réalistes.

Tableau 5.3: Classification des mesures pour la calibration du modèle de Toulmoustou.

	Nombre d'essais réalisés	Qualité		
		B1	C1	Non utilisables
Galerie d'amenée (PM 7 + 400 à 8 + 400 m)	73	49	20	4
Conduite forcée (PM 10 + 200 à 10 + 442 m)	41	0	30	11

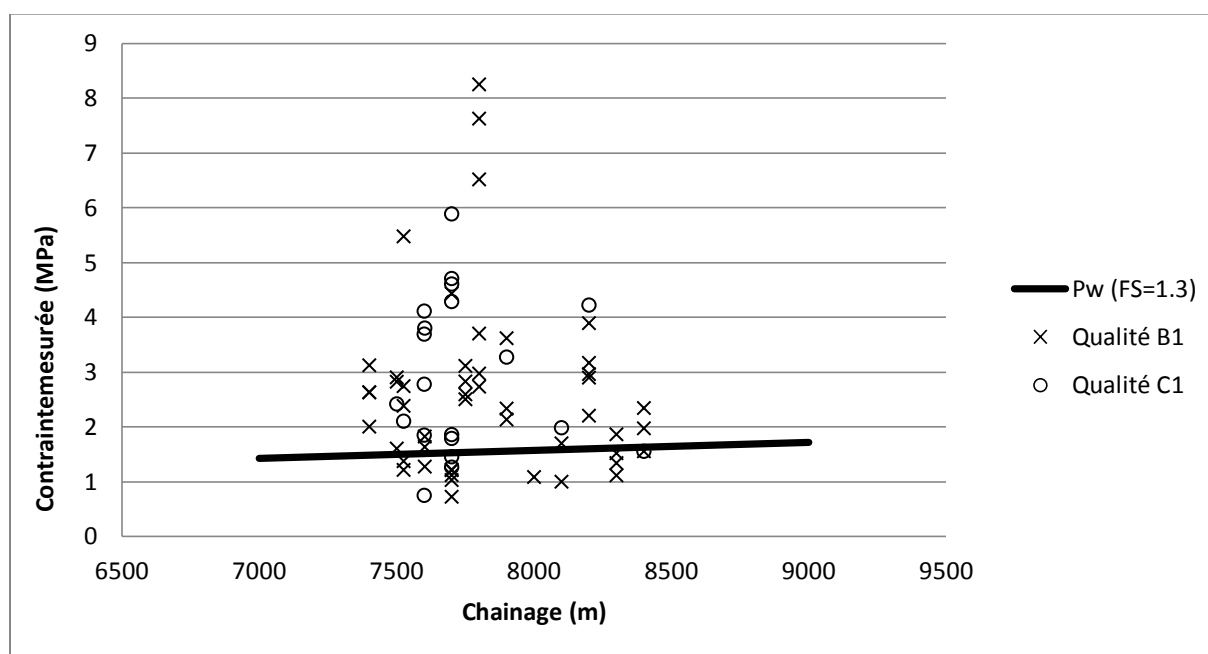


Figure 5-17: Mesures utilisées pour la première analyse de l'état de contrainte

5.4.1.1 Analyse avec les mesures sélectionnées

La première analyse des mesures est réalisée pour minimiser la différence entre les contraintes calculées par le modèle numérique et les 49 mesures dont l'orientation est connue (tableau 5.4). À cette étape, les mesures élevées par rapport à la valeur attendue de σ_3 sont intégrées à l'optimisation. Il s'agit d'ailleurs d'un avantage important de cette approche par rapport à la méthode de conception usuelle, car les essais présentant des résultats plus élevés sont à priori tout aussi valables que ceux dont les mesures sont faibles.

Ainsi, la qualité des mesures sera plutôt évaluée après cette première analyse en comparant les résultats des essais avec les contraintes attendues d'après les résultats de la modélisation

numérique qui utilise les conditions initiales calculées avec l'ensemble des essais (figure 5-18). Les profils de σ_1 et σ_3 donnent alors l'intervalle des contraintes calculées par le modèle. Les valeurs sont considérées erronées lorsque le résultat de l'essai est supérieur au double de la contrainte correspondante calculée numériquement (critère 3.18, section 3.5.2). Cette analyse est présentée à la section 5.4.2.

Tableau 5.4: Résumé de l'analyse du chargement tectonique du modèle Touloustouc avec 49 mesures

Valeurs de départ	σ_x (MPa)	σ_y (MPa)	τ_{xy} (MPa)	Somme des résidus au carré (Ψ)
A = B = C = 10	1.434	4.102	0.141	135.62
A = B = C = 5	1.458	2.830	0.029	137.15
A = B = C = 0	1.462	2.842	0.029	137.15
A = B = 0, C = -5	1.496	2.772	-0.011	137.20
Valeurs utilisées	1.460	2.830	0.029	-

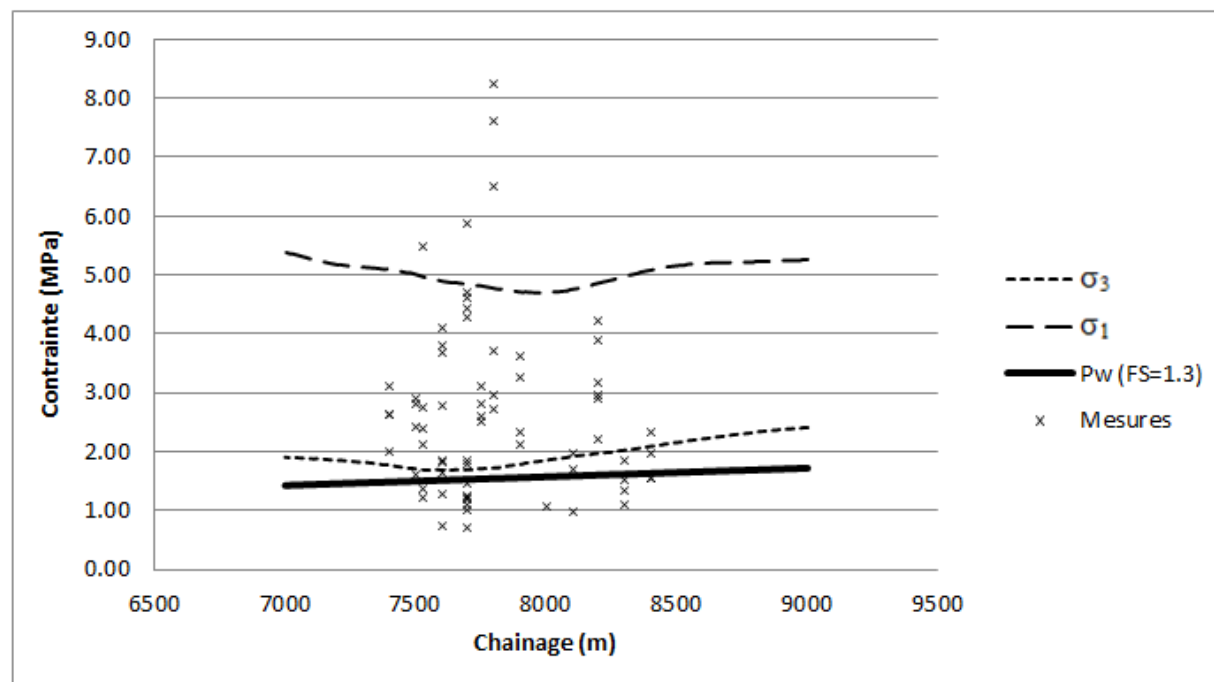


Figure 5-18: Profils de σ_1 et σ_3 selon l'axe du tunnel entre les PM 7 + 000 et 9 + 000 m, après la calibration du modèle.

5.4.2 Phase 2 : élimination des mesures extrêmes

En théorie, si le modèle représentait parfaitement la réalité et que les mesures étaient exactes, elles devraient toutes se situer entre les contraintes principales σ_1 et σ_3 calculées numériquement. Comme ce n'est pas le cas, il est recommandé de considérer l'écart existant entre les mesures et la contrainte σ_n calculée au point correspondant. Les mesures supérieures à $2 \times \sigma_n$ devraient être exclues de l'analyse tel que présenté à la section 3.5.4.2. Des 49 mesures utilisées pour la première optimisation, cinq doivent être exclues de l'analyse.

5.4.3 Phase 3 : optimisation sans les mesures extrêmes

Une deuxième analyse est réalisée sans les mesures qui faussent de manière non sécuritaire l'évaluation des contraintes (tableau 5.5, figure 5-19).

On remarque que le chargement obtenu de l'optimisation sans les mesures extrêmes a diminué selon y (de 2.83 à 1.47 MPa). Ceci résulte en une diminution importante de la contrainte principale majeure dans la zone d'intérêt (PM 7 + 400 à 8 + 400 m). La contrainte principale mineure est aussi affectée de manière marquée, diminuant de façon générale d'environ 0.5 MPa (de 2 à 1.5 MPa).

Tableau 5.5: Résumé de l'analyse du chargement tectonique du modèle Toulnostouc sans les mesures extrêmes (44 mesures)

Valeurs de départ	σ_x (MPa)	σ_y (MPa)	τ_{xy} (MPa)	Somme des résidus au carré (Ψ)
A = B = 0, C = -5	1.246090655	1.468855559	-0.46438002	42.15746884
A = B = C = 0	1.246090535	1.468858087	-0.464381142	42.15746884
A = B = C = 5	1.246090535	1.468858087	-0.464381142	42.15746884
A = B = C = 10	1.246090722	1.468855593	-0.464380598	42.15746884
Valeurs utilisées	1.246	1.469	-0.464	42.15746884

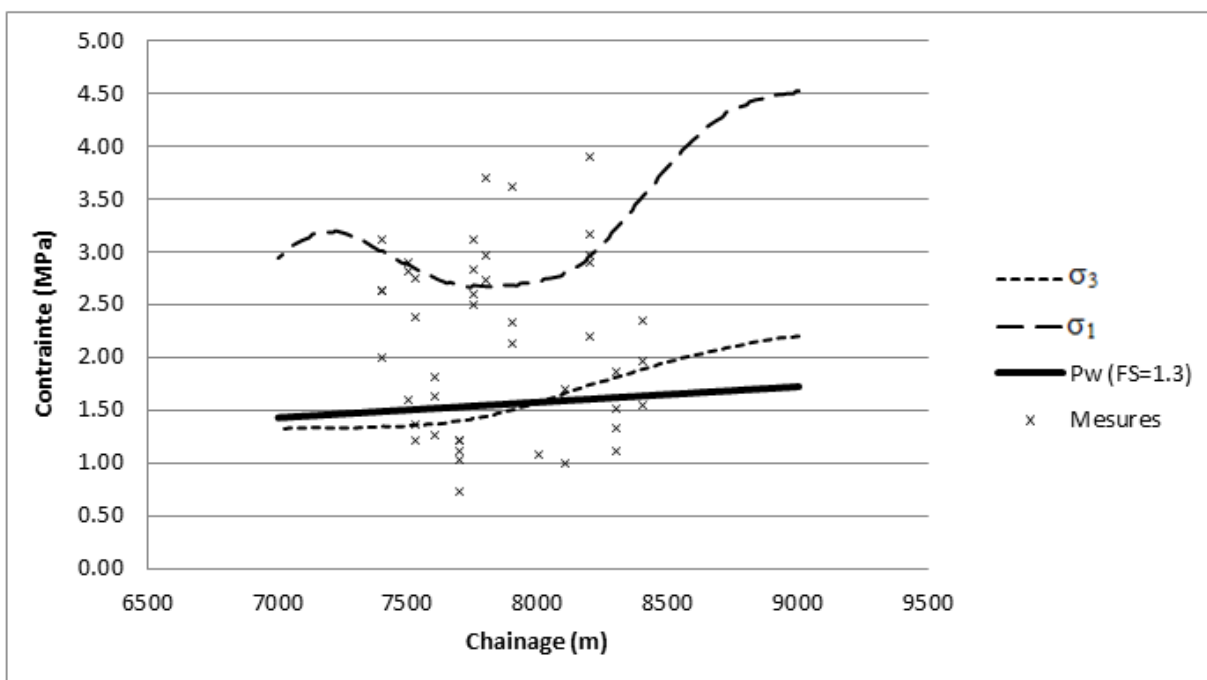


Figure 5-19: Profils de σ_1 et σ_3 selon l'axe du tunnel obtenus entre les PM 7 + 000 et 9 + 000 m après la calibration du modèle sans les mesures extrêmes.

5.4.4 Phase 4 : analyse des paramètres

Les calibrations réalisées précédemment, avec et sans les mesures extrêmes, devraient avoir permis d'obtenir une distribution de contrainte qui représente bien les mesures in situ. On observe toutefois que suite à l'analyse sans les mesures extrêmes (phase 3), un certain nombre de mesures sont inférieures au profil de σ_3 dans le secteur étudié (figure 5-19). Ceci est possiblement dû à la méthode d'interprétation des essais qui a été privilégiée (moyenne des analyses de Techmat et Ingetech). Les résultats présentés interprétés pour Tournustouc présentent en effet une forte variance. Cependant, avant de remettre en question l'interprétation des résultats d'essai, il est important d'étudier les différents paramètres qui influencent les résultats du calcul numérique. On considère d'abord la variabilité de σ_3 en fonction des contraintes tectoniques, puis on étudie la sensibilité de σ_3 au coefficient de Poisson. Puisque les contraintes obtenues des deux premières calibrations sont faibles, ce paramètre peut avoir une influence importante sur la valeur de σ_3 .

5.4.4.1 Analyse de l'influence des contraintes tectoniques

La figure 5-20 présente le profil de σ_3 pour différents chargements horizontaux appliqués au modèle. Le profil de la contrainte principale mineure associé à un chargement uniquement gravitaire du modèle numérique constitue le minimum physiquement possible avec la géométrie et les paramètres utilisés pour le modèle.

Des mesures montrant des contraintes situées au-dessous de cette courbe indiqueraient une erreur liée soit à l'essai, soit au modèle et à ses paramètres. Aucun essai est ici au-dessous de la cette limite. On constate aussi sur cette figure que pour des contraintes tectoniques horizontales de 3 MPa et plus selon x et y ($\sigma_x = \sigma_y$), l'influence des contraintes tectoniques sur σ_3 est faible puisque cette contrainte devient subverticale.

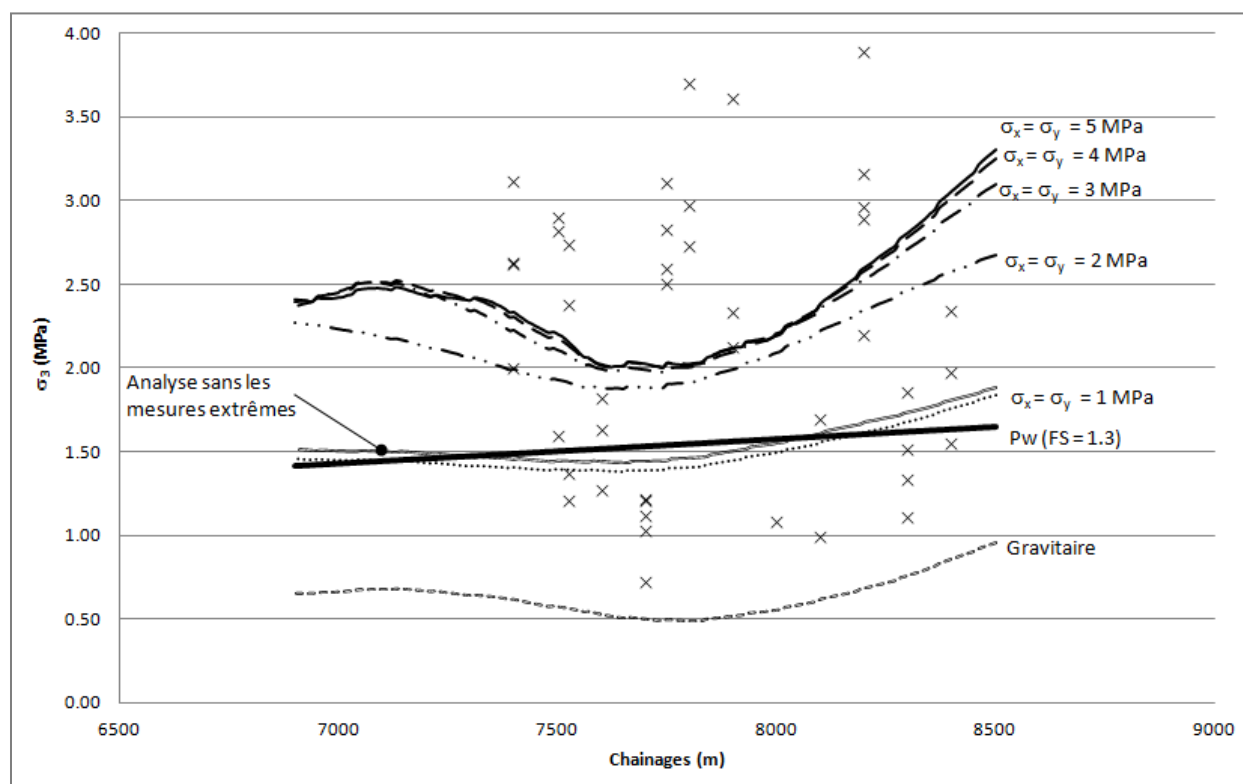


Figure 5-20: Profils de σ_3 selon l'axe du tunnel obtenus entre les PM 7 + 000 et 8 + 500 m pour différents chargements tectoniques horizontaux.

5.4.4.2 Analyse de l'influence du coefficient de Poisson

La contrainte principale mineure est particulièrement sensible à la valeur du coefficient de Poisson lorsque qu'elle est sub-horizontale. Puisque l'analyse des mesures indique que les contraintes tectoniques dans le massif au niveau de la zone d'essai sont probablement assez faibles, on présente ici cette analyse. Notez que la valeur du coefficient de Poisson aurait pu être optimisée avec la méthodologie. Ceci n'a toutefois pas été réalisé dans le cadre de ce travail.

De manière à évaluer l'influence du coefficient de Poisson sur les résultats de l'optimisation, les mesures doivent être analysées à nouveau à partir des distributions de contraintes obtenues des chargements élémentaires du modèle avec un coefficient de Poisson différent.

Considérons donc la distribution de contrainte qui aurait été obtenue en utilisant un coefficient de Poisson de 0.33 au lieu de 0.24 pour l'analyse des mesures (tableau 5.6, figure 5-21). Il est intéressant de remarquer que le chargement tectonique obtenu de l'analyse est assez différent de celui obtenu avec un coefficient de Poisson égal à 0.24. La contrainte de cisaillement est plus élevée, indiquant ainsi que les contraintes tectoniques principales sont en angle avec la vallée (la vallée est orientée environ parallèlement à x, figure 5-2 pour la localisation). On remarque aussi que la somme des résidus au carré (Ψ) des deux optimisations est assez semblables (38.8 MPa^2 vs 42 MPa^2). Si l'on suppose que le coefficient de Poisson utilisé dans ce travail correspond exactement à celui du massif in situ⁷, on peut affirmer que les contraintes obtenues de l'optimisation avec $\nu = 0.33$ sont ajustées pour compenser l'erreur sur le coefficient de Poisson dans la zone du modèle qui est calibré sur les mesures. La valeur des contraintes tectoniques, évaluée avec un mauvais coefficient de Poisson, est ainsi erronée.

⁷ Le coefficient de Poisson de 0.24 qui est utilisé dans ce travail provient d'essais en laboratoire (Quirion et Tournier, 2010).

Tableau 5.6: Résumé de l'analyse du chargement tectonique du modèle Touloustouc sans les valeurs extrêmes avec un coefficient de Poisson de 0.33

Valeurs de départ	σ_x (MPa)	σ_y (MPa)	τ_{xy} (MPa)	Somme des résidus au carré Ψ (MPa ²)
A = B = 0, C = -5	1.0703	2.2818	-1.0294	38.83
A = B = C = 0	1.0703	2.2813	-1.0292	38.83
A = B = C = 5	1.0700	2.2813	-1.0293	38.83
A = B = C = 10	1.0702	2.2802	-1.0287	38.83
Valeurs utilisée	1.070	2.281	-1.029	-

Tableau 5.7: Comparaison des analyses réalisées avec un coefficient de Poisson de 0.24 et 0.33.

Coefficient de Poisson utilisé	σ_x (MPa)	σ_y (MPa)	τ_{xy} (MPa)	Somme des résidus au carré Ψ (MPa ²)
$\nu = 0.24$	1.246	1.469	-0.464	42.2
$\nu = 0.33$	1.070	2.281	-1.29	38.8

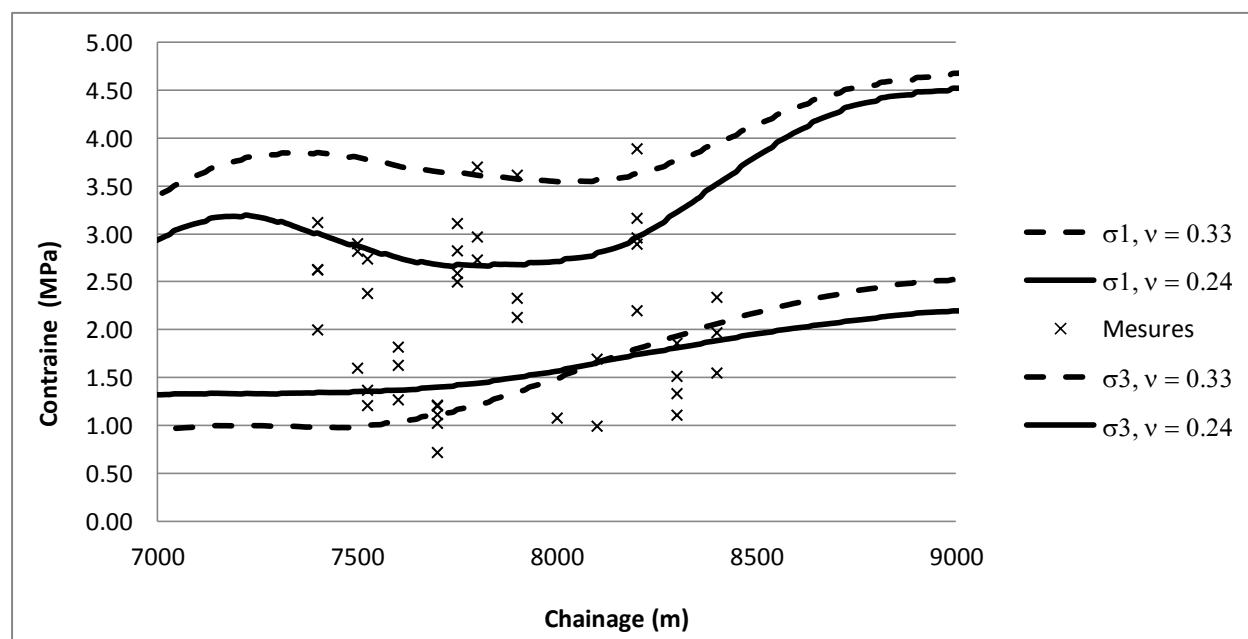


Figure 5-21: Profils de σ_1 et σ_3 selon l'axe du tunnel obtenus entre les PM 7 + 000 et 9 + 000 m après la calibration du modèle avec un coefficient de Poisson de $\nu = 0.24$ et $\nu = 0.33$.

5.4.4.3 Analyse de facteurs externes

La distribution de contrainte calculée par le modèle numérique est directement dépendante du profil topographique utilisé. Ainsi, il est possible que le levé 1 : 20 000 utilisé pour créer le modèle soit assez différent de la topographie réelle pour entraîner une mauvaise reproduction des contraintes, malgré la calibration sur les mesures. D'autre part, l'investigation géologique du secteur indique la présence d'une zone de cisaillement au chainage 7850 m. Cette structure qui est négligée dans le modèle a peut-être ainsi une influence importante sur la distribution de contrainte en agissant comme une frontière pour les contraintes tectonique. Finalement, l'essai de soulèvement hydraulique est fortement influencé par la perméabilité naturelle de la roche. Ainsi, certains essais présentant de faibles mesures de contraintes ont pu être influencés par la présence de roc très perméable dans la zone testée.

5.4.5 Phase 5 : analyse finale des mesures

L'analyse finale des mesures de contrainte in situ consiste principalement à évaluer la contrainte minimale de soulèvement hydraulique dans un secteur du massif ($(\sigma^{HJ})_{\min}$). L'ingénieur responsable de la modélisation doit ainsi, conjointement avec l'ingénieur concepteur, décider quelles mesures devront être exclues lors de l'évaluation du facteur de sécurité contre le soulèvement hydraulique. Cette analyse peut mener à des décisions d'ingénierie importantes telles que prolonger la limite du blindage, modifier le profil de la galerie ou encore effectuer des travaux de drainage.

Certains résultats de la modélisation numérique sont intéressants pour appuyer cette analyse. D'abord, l'écart de chaque mesure avec la contrainte correspondante obtenue de la modélisation ($\sigma_{\text{mes}} - \sigma_n$) devrait être considérée. Cet écart indique la représentativité du modèle pour la mesure considérée. Un écart important peut influencer significativement le résultat de l'optimisation (section 3.5.2). D'autre part, les sollicitations obtenues du modèle numérique une fois qu'il a été calibré sur l'ensemble des mesures indique une tendance qui peut servir de point de comparaison entre les résultats (profils de σ_1 et σ_3). Une mesure qui s'écarte significativement de cette tendance devrait être considérée avec attention avant d'être utilisée pour la conception.

CHAPITRE 6 DISCUSSION

Les données du projet Toulnostouc d'Hydro-Québec ont permis d'illustrer l'application de la méthodologie à un cas réel. Certaines des étapes de la conception préliminaire (avant la réalisation des essais de mesure de contrainte in situ) et finale du tunnel de cet aménagement hydroélectrique ont été reproduites en utilisant le modèle numérique développé dans les présents travaux. Il a été défini pour ce travail que la conception finale du tunnel se distingue de la conception préliminaire par la réalisation d'essais in situ de mesure de contrainte.

6.1 Outil de conception avant la réalisation des premiers essais (conception préliminaire)

La modélisation numérique est principalement utilisée dans le cadre de ce travail pour analyser les mesures de contraintes in situ. Il a toutefois été constaté que l'approche numérique présente aussi des avantages intéressants pour l'analyse des contraintes avant la réalisation des premiers essais (conception préliminaire). Ainsi, il est possible d'évaluer les contraintes de façon préliminaire en trois dimensions tout en considérant différents paramètres du massif rocheux dans le modèle. La sensibilité aux contraintes tectoniques ou à d'autres propriétés du modèle peut aussi être évaluée en utilisant cette approche.

6.1.1 Analyse des résultats

L'analyse préliminaire des contraintes in situ est une phase importante de la conception des tunnels sous pression non blindés. Les méthodes de conception avant la réalisation des essais de mesure de contrainte reposent en grande partie sur l'utilisation de critères empiriques basés sur l'épaisseur du couvert rocheux. Ces critères sont même utilisés pour évaluer partiellement la qualité des mesures de contraintes près de la surface. Plusieurs auteurs reconnaissent les faiblesses des critères et certains travaux cherchent à corriger les critères les plus communs pour prendre en compte certains paramètres importants comme la présence d'hétérogénéités de résistance et d'anisotropie dans le massif rocheux (Rancourt, 2010). Il demeure toutefois que ces critères empiriques présentent de nombreuses limitations qui peuvent être évitées en utilisant la modélisation numérique en trois dimensions.

Un exemple de cette distinction est tiré du projet Toulnostouc pour lequel on observe, près de la centrale, des mesures de contraintes inférieures à ce qui est attendu d'après les critères

empiriques. Rancourt et al. (2006) associent ces faibles contraintes à la présence d'une anomalie topographique (nose effect) qui invalide la relation entre l'épaisseur du couvert rocheux et la contrainte principale mineure, tel que décrit par Broch (1984). Ce phénomène est toutefois naturel et considéré directement dans la modélisation numérique, tout comme la présence d'hétérogénéités ou d'anisotropie. L'utilisation de la modélisation numérique aurait ici permis de mieux cibler le secteur critique pour les travaux de mesure de contrainte in situ. Plusieurs forages qui ont été réalisés dans un secteur où un faible confinement était attendu auraient ainsi pu être éliminés ou déplacés en amont de la limite du blindage finalement choisi.

Les critères empiriques supposent que la contrainte principale mineure est perpendiculaire à la surface du terrain pour lequel le couvert rocheux est minimal. Cette situation n'est pas toujours vérifiée et plusieurs paramètres influencent l'orientation des contraintes, dont notamment la grandeur et l'orientation des contraintes tectoniques. Notons toutefois que lorsque les approches numériques et empiriques sont soumises à des conditions semblables et utilisent les mêmes paramètres, elles devraient donner des résultats semblables. Ainsi, on observe que la limite du blindage préliminaire déterminée par les deux approches sont comparables ($\sim 10 + 230$ m) pour un $\gamma_r = 25 \text{ kN/m}^3$ et un chargement horizontal de 4 MPa selon x et y (section 5.3.2). D'autre part, l'irrégularité du socle rocheux influence plus directement l'analyse réalisée à partir des critères empiriques que celle réalisée à partir du modèle numérique. Par exemple, on observe que la correction appliquée au modèle numérique à la section 5.3.3 pour prendre en compte l'épaisseur du mort terrain influence moins le profil de la contrainte principale mineure calculé que la correction de l'épaisseur du couvert rocheux influence le résultat de l'analyse empirique.

Finalement, l'analyse préliminaire des contraintes avec la modélisation numérique permet une bonne évaluation des zones de faibles contraintes ainsi que de la limite du blindage. Si l'on considère par exemple les contraintes minimales interprétées par Rancourt et al. (2006) à partir des deux campagnes d'essai, on remarque une bonne corrélation avec le profil de la contrainte principale mineure calculé numériquement pour différents chargements tectoniques⁸ (figure 6-1 et figure 6-2). On observe aussi que l'interprétation de la fermeture des joints correspond mieux aux distributions de σ_3 obtenues numériquement que l'interprétation de la phase de soulèvement.

⁸ Notez qu'un poids volumique de 25 kN/m^3 a été utilisé pour évaluer ces distributions de contraintes.

Les résultats de la phase de fermeture semblent ainsi indiquer que σ_3 est sub-v verticale et que le chargement tectonique est supérieur à 4 MPa. De plus, d'après cette analyse, il aurait été intéressant de réaliser d'autres essais entre 10 + 200 et 10 + 250 afin de vérifier les contraintes mesurées par ces essais et valider l'exclusion des données jugées questionnables. Rancourt et al. (2006) mentionnent des fuites d'environ 50 l/s dans ce secteur. Il est possible que ces fuites soient associées à l'état de contrainte in situ. L'utilisation de la modélisation numérique permet donc aussi d'optimiser le positionnement des forages d'essai de soulèvement hydraulique.

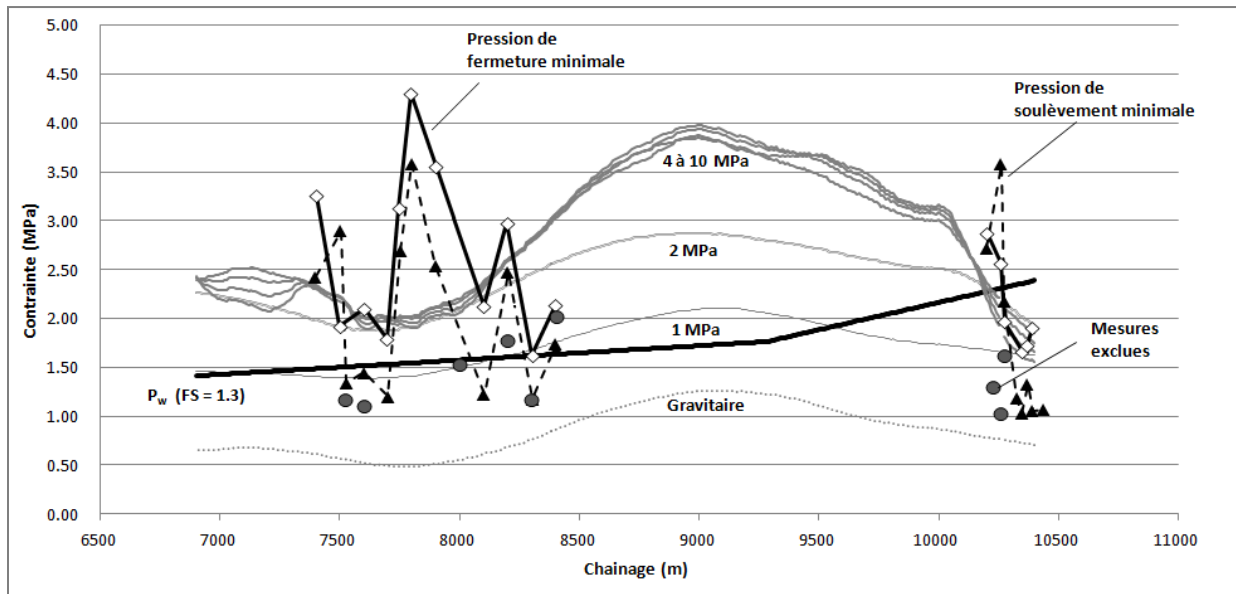


Figure 6-1: Comparaison entre les valeurs de contraintes minimales interprétées par Hydro-Québec (Rancourt et al., 2006) et le profil de σ_3 obtenu selon l'axe du tunnel pour différents chargements tectoniques horizontaux ($\sigma_x = \sigma_y$) appliqués sur le modèle. On suppose ici que $(\sigma^{\text{mes}})_{\text{min}} \approx \sigma_3$ in situ.

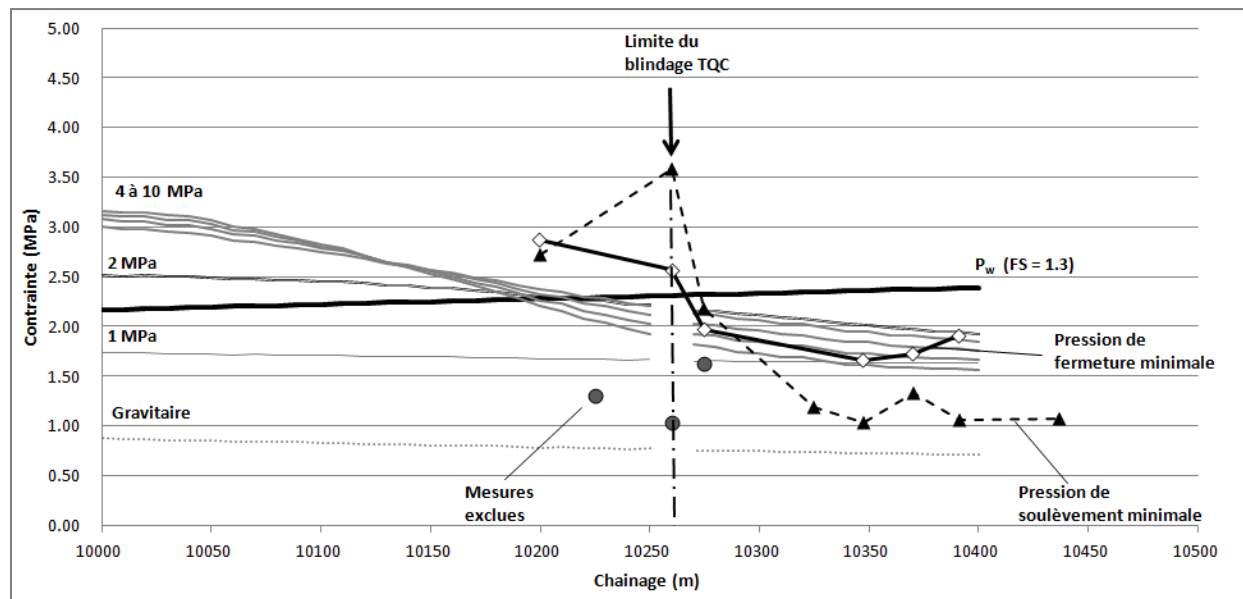


Figure 6-2: Évaluation du positionnement du blindage dans le secteur de la centrale. Comparaison entre les valeurs de contraintes minimales interprétées par Hydro-Québec (Rancourt et al., 2006) et le profil de σ_3 obtenu selon l'axe du tunnel pour différents chargements tectoniques horizontaux ($\sigma_x = \sigma_y$) appliqués sur le modèle.

6.1.2 Sources d'erreurs

L'analyse préliminaire des contraintes in situ est très intéressante pour établir des connaissances préalables sur la distribution de contrainte et sur la sensibilité de cette distribution envers différents paramètres de la modélisation (chargement appliqué, coefficient de Poisson, profil topographique utilisé, etc.). Il est toutefois important de garder à l'esprit que toute évaluation quantitative des contraintes est fortement dépendante des propriétés utilisées pour représenter le massif rocheux. Ainsi, il est observé lors de l'application de la méthodologie à la section 5.4.4.2 que la limite du blindage évaluée de façon préliminaire avec le critère norvégien de couvert rocheux est déplacée de 30 m en amont en utilisant un poids volumique de 25 kN/m^3 au lieu de 27 kN/m^3 . L'approche numérique présente la même sensibilité à la grandeur du poids volumique utilisé ou à d'autres paramètres tels que le profil topographique. Les erreurs sur les différents paramètres de la modélisation peuvent-être compensées lors de la calibration du modèle pour l'analyse des mesures.

6.1.3 Comparaison avec les critères empiriques

Il a été montré dans ce travail que la modélisation numérique constitue une alternative intéressante aux méthodes empiriques qui sont généralement utilisées pour estimer de façon préliminaire l'état de contrainte in situ (section 5.3).

En effet, dans un contexte où un modèle tridimensionnel est utilisé ultérieurement pour l'analyse des mesures in situ, il est très pertinent d'utiliser ce modèle dès les phases préliminaires du projet, c'est-à-dire avant la réalisation des premiers essais de mesure de contrainte, afin d'améliorer les connaissances préalables de l'état de contrainte in situ. Une fois le modèle créé en trois dimensions, il constitue un outil plus rapide, plus flexible et plus précis que les méthodes empiriques. On notera d'ailleurs que la modélisation numérique, même utilisée sans calibration sur les mesures in situ, permet de calculer directement la contrainte principale mineure alors que les critères empiriques n'en donnent qu'une évaluation indirecte pour un massif homogène isotrope de bonne qualité. Les critères empiriques supposent implicitement que σ_3 est perpendiculaire à la surface du terrain et que sa grandeur correspond au produit de l'épaisseur du couvert rocheux et du poids volumique de la roche (équation 2.1).

Il est vrai que les deux approches permettent d'identifier de façon préliminaire, avant la réalisation des premiers essais de mesure de contrainte, les secteurs critiques pour les tunnels sous pressions non blindés. L'approche numérique présente toutefois l'avantage supplémentaire de fournir l'orientation probable de σ_3 , ce qui permet par la suite de mieux orienter les forages pour les essais de soulèvement hydraulique. Les différentes familles de joints peuvent aussi être analysées afin de déterminer la famille la plus susceptible de mesurer de faibles contraintes.

Une comparaison des deux approches, présentée dans le cadre de l'application de la méthodologie à la section 5.3.2, montre que le résultat obtenu avec un critère empirique (dans ce cas, le critère norvégien) correspond à une situation particulière de distribution de contrainte pour un chargement tectonique donné. On remarquera que la présence d'un relief marqué, tel une vallée ou une excavation, entraîne une perturbation du champ de contrainte qui résulte en une influence plus marquée des contraintes tectoniques sur les contraintes non horizontales. La contrainte principale mineure est ainsi influencée significativement par la grandeur des contraintes tectoniques même lorsqu'elle est sub-verticale. Plusieurs auteurs ont d'ailleurs montrés que les critères empiriques ne sont pas adéquats près des reliefs prononcés car ils ne

prennent pas en compte la variation qui s'y produit dans le champ de contraintes (Broch, 1984; Ripley, 1987; Rancourt, 2010). Ce phénomène a été observé au Québec par Babin et al. (1996) sur le site de l'aménagement hydroélectrique Péribonka, où il se produit un effet de dôme (nose effect). À cet égard, Broch (1984) propose de corriger le profil de contrainte en « coupant » les irrégularités topographiques. Les méthodes numériques en trois dimensions permettent de prendre en compte directement l'influence de la topographie sur le champ de contrainte avec une bonne précision.

Finalement, les méthodes numériques nécessitent moins d'hypothèses potentiellement non vérifiées que les critères empiriques (tableau 6.1). L'utilisation de la modélisation numérique est donc une méthode plus fiable que les critères basés sur l'épaisseur du couvert rocheux pour évaluer de façon préliminaire l'état de contrainte in situ. La conception des tunnels sous pression non blindés devrait être améliorée par l'utilisation de cette approche.

Tableau 6.1 : Comparaison des hypothèses relatives aux critères de conception empirique et numériques.

Critères empiriques basés sur le couvert rocheux	Critères basés sur la modélisation numérique
Élastique linéaire	
Analyse 2d	Analyse 3d
L'orientation de σ_3 est perpendiculaire à la surface du terrain	Pas d'hypothèses sur l'orientation de σ_3
Estimation indirecte de σ_3 . La correction pour la proximité des pentes est exprimée en fonction du cosinus de la pente moyenne (β) ($\sigma_3 \cong C_{RM} \cdot \gamma \cdot \cos(\beta)$)	Estimation directe de σ_3
La méthode néglige les concentrations de contraintes au bas des vallées	L'effet de la topographie est pris en compte dans son ensemble.
Les irrégularités topographiques sont « coupées » (Broch, 1984)	
Des corrections nécessaires afin de prendre en compte les éléments suivants (Rancourt, 2010) : <ul style="list-style-type: none"> • Hétérogénéité • Anisotropie • Présence d'excavation • Massif rocheux de mauvaise qualité 	Les paramètres de déformabilité, le poids volumique ainsi que les hétérogénéités et l'anisotropie peuvent être directement considérés dans le modèle numérique.

6.2 Outil de conception suite aux essais de soulèvement hydraulique

6.2.1 Analyse des résultats

La sélection des mesures pour évaluer la contrainte minimale de soulèvement hydraulique dans le massif $((\sigma^{HJ})_{\min})$ constitue l'élément le plus important du processus d'étude du champ de contrainte in situ. Une grande variété de méthodes d'interprétation est disponible et l'analyse d'un groupe de résultat peut être différente d'un professionnel à l'autre.

Rancourt et al. (2006) présentent la sélection des mesures qui a été réalisée par Hydro-Québec pour le projet Toulmoustou (figure 6-3). Sans être en opposition avec l'interprétation qui a été utilisée ici pour la calibration du modèle numérique (moyenne des interprétations issus de deux analyses), l'interprétation de ces auteurs est légèrement différente (figure 6-4). On observe toutefois que les deux interprétations présentent des résultats du même ordre de grandeur. La phase de soulèvement a entre autre été séparée de la phase de fermeture du joint. Ils ont aussi identifiés les essais qui montrent une plus grande perméabilité du roc et ils les ont exclus de leur analyse des contraintes minimales mesurées $((\sigma^{mes})_{\min})$, figure 6-5). Il est jugé par ces auteurs que les $((\sigma^{mes})_{\min})$ identifiées correspondent à la contrainte de soulèvement hydraulique minimum du massif $((\sigma^{HJ})_{\min})$.

Sans refaire l'analyse, il est possible de supposer que le résultat de la calibration serait semblable avec les essais sélectionnés et interprétés par Rancourt et al. (2006). Pour l'analyse qui a été réalisée au chapitre 5, le modèle n'est donc pas en mesure de reproduire l'ensemble des contraintes mesurées dans sa formulation actuelle. Il est possible que ceci soit lié au manque d'information quant à l'orientation des joints soulevés. En effet, dans cette situation, l'hypothèse 3.15 (section 3.3.2) impose que la contrainte calculée par le modèle numérique corresponde à la contrainte normale au joint compris dans l'intervalle pour lequel la contrainte normale au plan est la plus faible $(\min(\sigma_n)_m)$. Si cette hypothèse n'est pas vérifiée, l'orientation de σ_n^{mes} est différente de l'orientation de $\min(\sigma_n)_m$. Ainsi, lors de la calibration du modèle, le poids de la mesure σ_n^{mes} est attribuée à la mauvaise composante du champ de contrainte $(\min(\sigma_n)_m)$ au lieu de $(\sigma_n)_m$. Lorsque cette erreur survient pour plusieurs mesures de la calibration, le champ de contrainte est nivelé en quelque sorte de telle manière que l'anisotropie n'est pas détectable. La mesure de l'orientation des fractures testées constitue donc un aspect très important pour l'amélioration de

l'interprétation des mesures. Une bonne identification de l'orientation des joints testés pourrait aussi permettre de distinguer la meilleure méthode d'interprétation de l'essai. Il serait par exemple intéressant de calibrer le modèle séparément sur les mesures de soulèvement et de fermeture des joints afin d'évaluer avec quelle technique, la modélisation numérique est la plus représentative.

En théorie, si tous les paramètres de la modélisation sont exacts et que toutes les mesures utilisées pour la calibration sont comparées à la bonne contrainte calculée par le modèle numérique, les contraintes horizontales obtenues de la calibration correspondent aux contraintes tectoniques régionales. Si ces hypothèses ne sont pas vérifiées, les contraintes horizontales sont pondérées lors de la calibration afin de reproduire au mieux les contraintes aux points de mesures. Pour ce projet, il semble que l'hypothèse formulée par l'équation 3.15 n'est probablement pas vérifiée à plusieurs reprises. Ainsi, le chargement obtenu de l'optimisation ne représente pas l'anisotropie de contrainte observée dans les résultats d'essais de soulèvement hydraulique (figure 6-3). Les contraintes trouvées de la calibration du modèle ne correspondent donc probablement pas aux contraintes tectoniques in situ à Toul-nustouc. Ceci démontre l'importance de la mesure de l'orientation du joint testé par soulèvement hydraulique après la réalisation de l'essai.

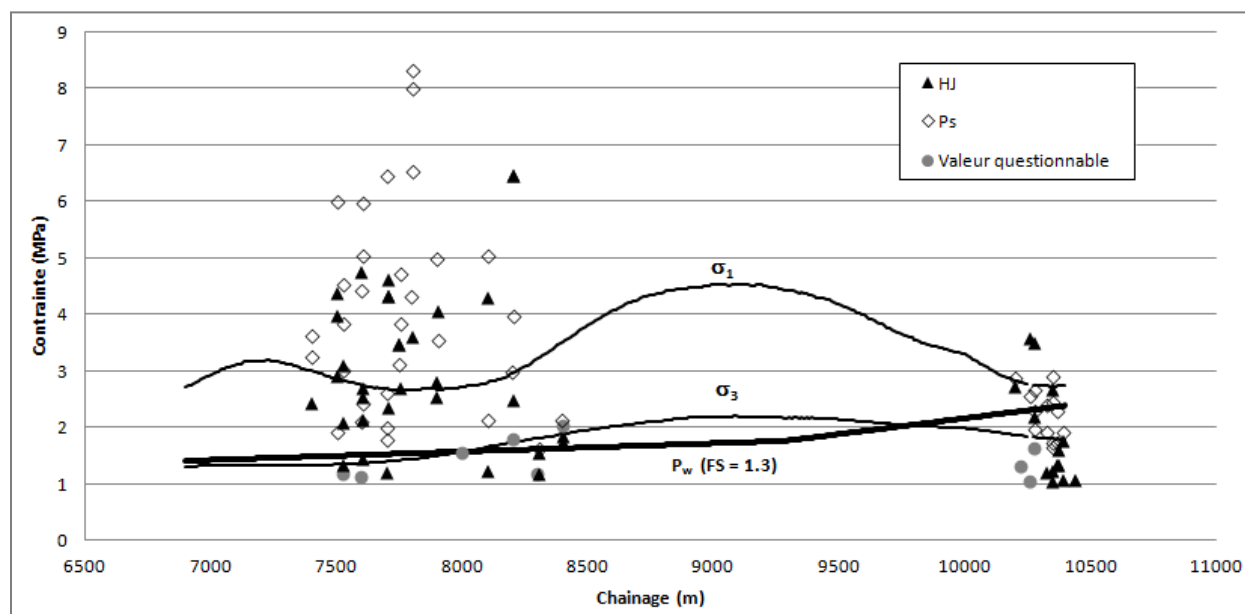


Figure 6-3: Mesures considérées pour la conception par Rancourt et al. (2006). Les profils de σ_1 et σ_3 correspondent aux distributions de contraintes obtenues suite au chargement du modèle avec

les contraintes calculées avec la calibration du modèle sans les mesures extrêmes. HJ – Pression de soulèvement, Ps – Pression de fermeture.

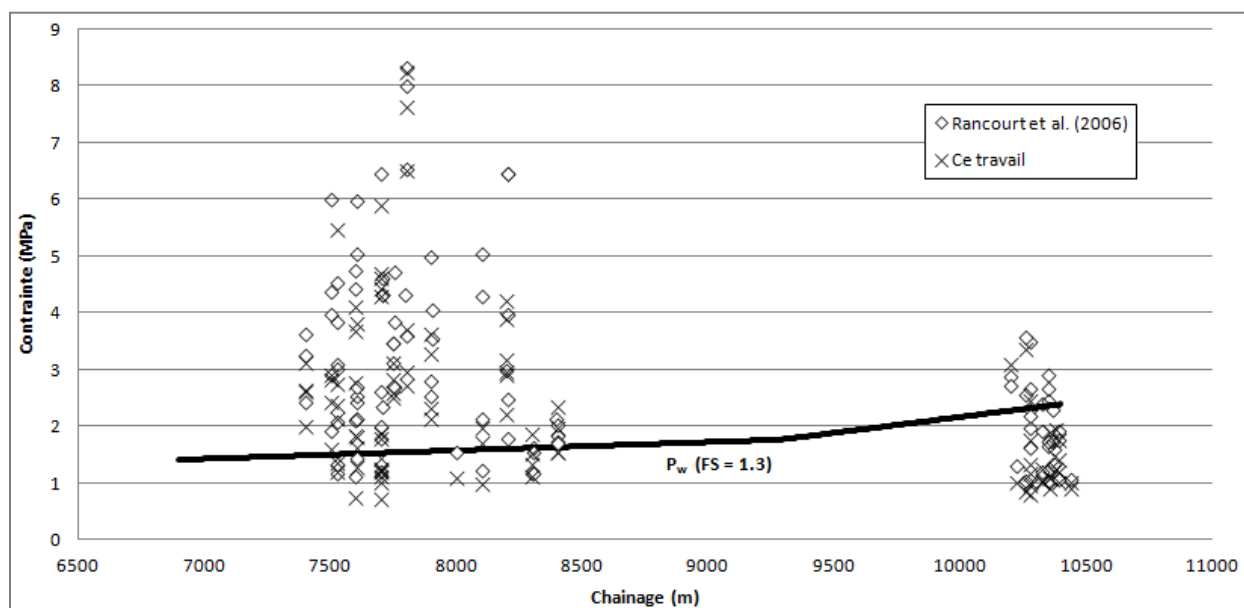


Figure 6-4: Comparaison de l'interprétation des résultats réalisée par Rancourt et al. (2006) avec celle utilisée dans la présente étude (moyenne des interprétations).

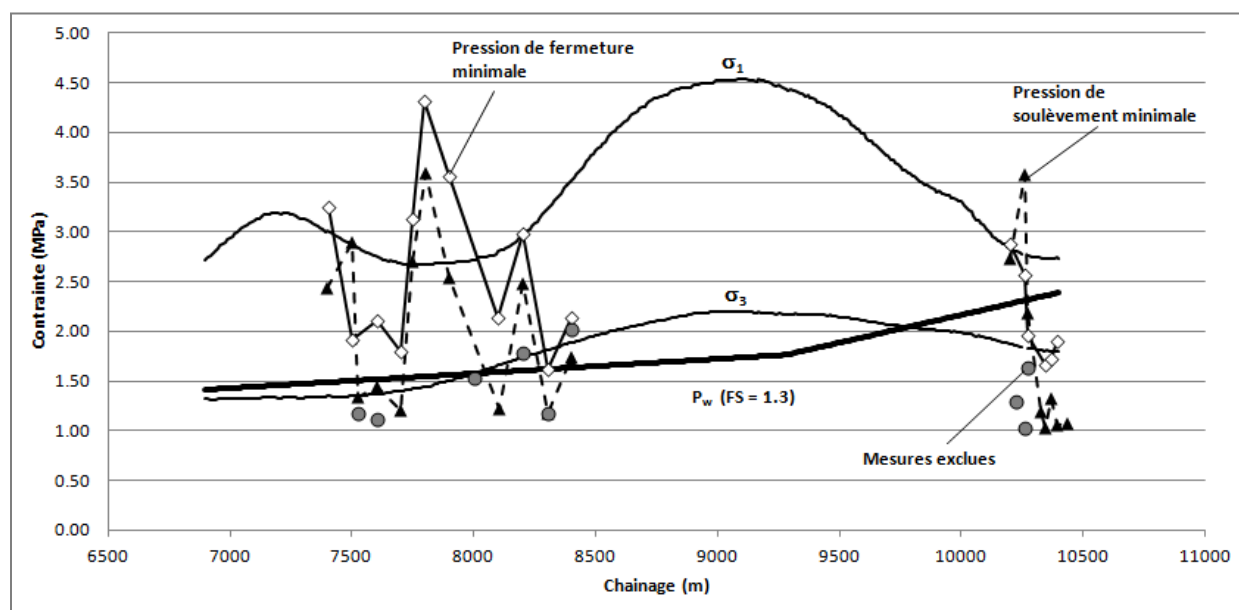


Figure 6-5: Mesures minimales sélectionnées pour la conception par Rancourt et al. (2006). Les profils de σ_1 et σ_3 correspondent aux distributions de contraintes obtenues suite au chargement du modèle avec les contraintes calculées avec la calibration du modèle sans les mesures extrêmes.

Les fuites observées à Touloustouc lors de tests réalisés pendant le remplissage du réservoir (figure 6-6) semblent indiquer que la contrainte minimale de soulèvement hydraulique est d'environ 1.6 MPa dans le secteur étudié dans la galerie d'amenée (Quirion et Tournier, 2010). Ceci correspond environ à la pression maximum d'opération dans ce secteur avec un facteur de sécurité de 1.3 (figure 6-5). Il est avancé par Quirion et Tournier (2010) que les mesures de contraintes plus faibles obtenues dans ce secteur sont peut-être associées à une interprétation conservatrice des résultats d'essai. Cette observation est en accord avec la Figure 6-5 qui montre plusieurs mesures inférieures au profil de la contrainte principale mineure. Finalement, on notera que puisque les mesures prises près de la centrale (10 + 450) n'étaient pas orientées, elles n'ont pas été intégrées à l'analyse des contraintes présentée au chapitre 5. Le modèle est ainsi calibré uniquement sur les mesures situées entre les chainages 7 + 000 et 8 + 500 m. Ceci explique la mauvaise représentation des contraintes dans le secteur de la centrale (figure 6-3).

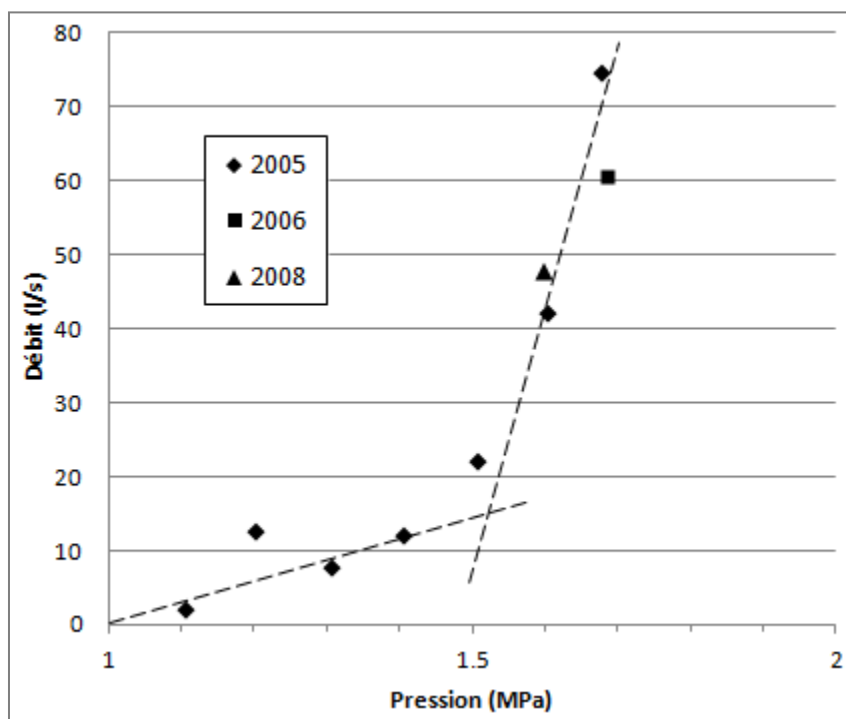


Figure 6-6: Fuites estimées dans la galerie d'amenée de Touloustouc en fonction de la pression hydraulique. D'après Quirion et Tournier (2010).

6.2.2 Sources d'erreurs

Les principaux paramètres contrôlant la distribution de contrainte obtenue numériquement sont le profil topographique, la grandeur des contraintes tectoniques et leurs gradients, la densité et le coefficient de Poisson du matériau.

L'effet d'une erreur sur ces paramètres est atténué lors de l'analyse du modèle sur les mesures in situ puisque les contraintes horizontales sont pondérées de manière à reproduire le mieux possible les résultats obtenus. Lors de cette calibration du modèle, les erreurs sur les différents paramètres sont en partie compensées par la grandeur des contraintes tectoniques.

Les hétérogénéités et l'anisotropie du matériau peuvent bien sûr influencer fortement la distribution de contrainte dans le massif. Des erreurs peuvent donc être attendues dans ces zones lorsqu'elles ne sont pas considérées dans la modélisation. Il est toutefois possible d'évaluer la sensibilité des contraintes calculées à ces différents paramètres lorsqu'ils ne sont pas inclus dans la modélisation. Il est ainsi possible d'évaluer si les mesures utilisées pour la calibration du modèle sont influencées par les hétérogénéités. Un exemple d'analyse est présenté à la section 6.3 pour évaluer l'influence de la galerie (considérée comme une hétérogénéité) sur les mesures.

La sensibilité de la contrainte principale mineure à la valeur des contraintes horizontales devrait toujours être évaluée pour estimer sa valeur probable dans les différents secteurs d'intérêts. Le coefficient de Poisson et le poids volumique de la roche doivent aussi être considérés avec attention lorsque l'état de contrainte dans le massif est faible. Une erreur sur ces paramètres peut engendrer une certaine erreur dans la distribution de contrainte à l'intérieure du modèle. Une modification importante de la topographie telle que l'excavation de la centrale par exemple devrait être intégrée au modèle.

Dans ce travail, qui se voulait avant tout exploratoire, il a été supposé, pour fins de simplification, que le massif rocheux est homogène et isotrope. La présence de l'excavation a été négligée de même que les hétérogénéités géologiques. Il est toutefois possible d'intégrer dans Flac3D ces structures au modèle numérique. L'évaluation des contraintes près des hétérogénéités serait bien sûr plus adéquate dans un modèle où leurs propriétés seraient bien définies. Le problème demeure alors de déterminer la valeur de ces paramètres.

Soulignons en terminant que la méthodologie proposée ici est extrêmement flexible et elle permet d'inclure dans le modèle toutes les informations géologiques disponibles afin de le raffiner. D'autre part, même avec un minimum d'informations, un modèle simplifié comme celui utilisé dans le présent document est très utile et permet non seulement de planifier les mesures de soulèvement mais aussi d'utiliser les résultats au maximum afin d'obtenir des données aux points de mesure et tout au long du tracé de la galerie sous pression. Ajoutons aussi que si le nombre de paramètres optimisés dans le présent travail s'est limité aux valeurs de contraintes tectoniques constantes à imposer dans un plan horizontal, rien n'empêche d'inclure dans cette optimisation d'autres paramètres comme un gradient de contraintes tectoniques, le cisaillement selon XZ et YZ, de même que l'optimisation de la valeur du coefficient de Poisson et du poids volumique de la roche.

6.3 Analyse de l'influence de l'excavation

Pour ce travail, il a été choisi de ne pas introduire la présence du tunnel dans le modèle Flac3D afin de ne pas trop augmenter le nombre d'éléments et de garder une procédure simplifiée de création du modèle. En raison de sa grande simplicité, le logiciel Examine 2D est utilisé afin d'estimer l'influence de l'excavation sur les mesures de contraintes. Pour ce faire, le tenseur de contrainte calculé numériquement en un point correspondant à l'emplacement d'un essai de soulèvement hydraulique est utilisé afin de fixer le chargement constant qui est appliqué aux frontières de ce modèle, ce qui permet d'évaluer la zone d'influence de la galerie.

Il a été choisi ici de considérer uniquement la mesure située à la plus faible distance de l'excavation, soit 27 m (TF-05-03). Puisque le tunnel mesure 11 m x 13 m, cette mesure est située à une distance d'environ deux fois le diamètre du tunnel. La première calibration du modèle numérique, réalisée avec toutes les mesures à la section 5.4.1, permet d'évaluer le tenseur de contrainte agissant au niveau de la mesure (tableau 6.2).

Tableau 6.2: Tenseur de contrainte obtenu avec Examine 2D, à une distance de 27 m du tunnel (MPa)

σ_{xx} (est)	σ_{yy} (Nord)	σ_{zz} (verticale)	τ_{xy}	τ_{xz}	τ_{yz}
2,04	1,91	3,58	-0,04	0,32	-0,33

Cet état de contrainte est utilisé comme chargement pour la modélisation de l'excavation dans Examine 2D. Comme il s'agit d'une analyse bidimensionnelle, les cisaillements ayant une composante normale au plan d'analyse sont considérés nuls alors qu'en 3D ils ne le sont probablement pas. La contrainte verticale σ_{zz} peut être directement utilisée, quant à la contrainte horizontale, il s'agit d'utiliser celle, de σ_{xx} ou σ_{yy} , étant la plus défavorable pour l'influence de l'excavation au niveau du point de mesure. La galerie d'amenée suit environ un axe NE-SO et une pente de 1 %. L'utilisation de $\sigma_{yy} = 1.9$ MPa comme contrainte horizontale dans le modèle est légèrement plus défavorable que $\sigma_{xx} = 2$ MPa. Cette contrainte est donc utilisée avec la contrainte verticale $\sigma_{zz} = 3.6$ MPa.

La distribution de la contrainte verticale obtenue pour le chargement du modèle avec une excavation est présentée à la figure 6-7. L'emplacement de la mesure y est représenté par un X. Un écart est calculé entre cette distribution de contrainte et l'état de contrainte dans le massif sans excavation selon un profil situé entre le tunnel et le point de mesure (équation 6.1). Ce profil est présenté à la figure 6-8 pour les contraintes horizontales et verticales.

$$\Delta\sigma = \frac{\sigma_{avec\ exc} - \sigma_{sans\ exc}}{\sigma_{sans\ exc}} \cdot 100 \quad (6.1)$$

On conclut que l'influence du tunnel au point de mesure situé à 27 m du tunnel est de 7 % pour la contrainte selon l'axe x et 2 % selon l'axe y. L'influence du tunnel sur les mesures utilisées est donc considérée négligeable pour ce projet en relation avec la précision des résultats obtenus du soulèvement hydraulique. Dans ce cas, il n'est pas nécessaire d'inclure l'excavation dans le modèle en trois dimensions. D'autre part, une mesure fortement influencée par la présence de l'excavation pourrait aussi être simplement retirée du groupe de mesure utilisé pour la calibration du modèle.

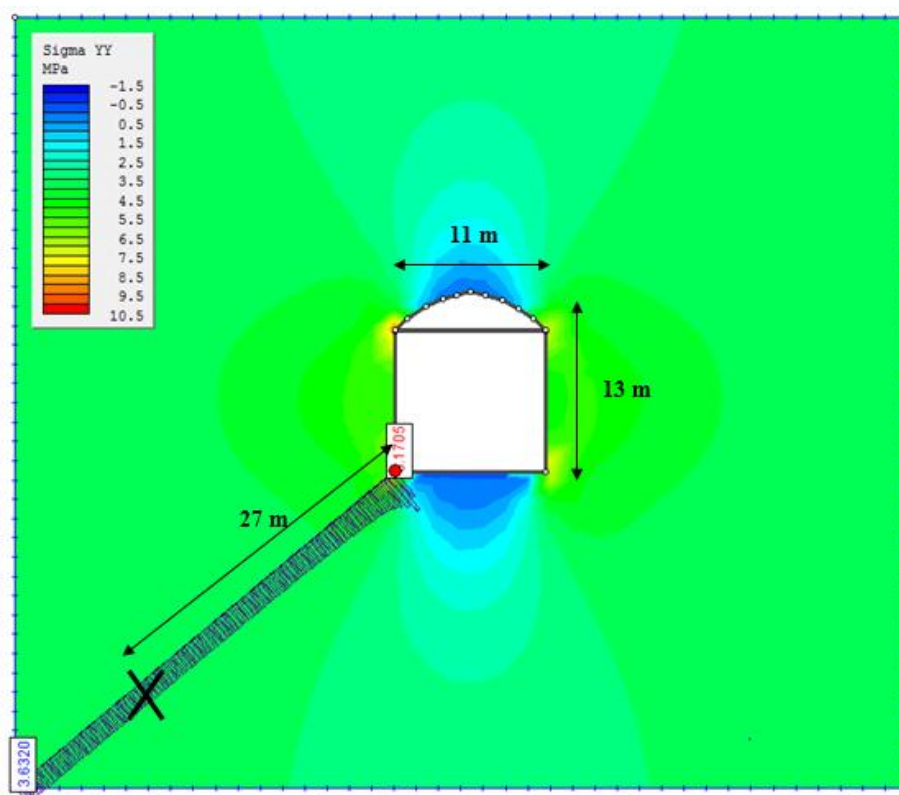


Figure 6-7: Influence de la galerie d'amenée de Toulustouc sur les mesures situées à proximité du tunnel. (Examine2D v.7)

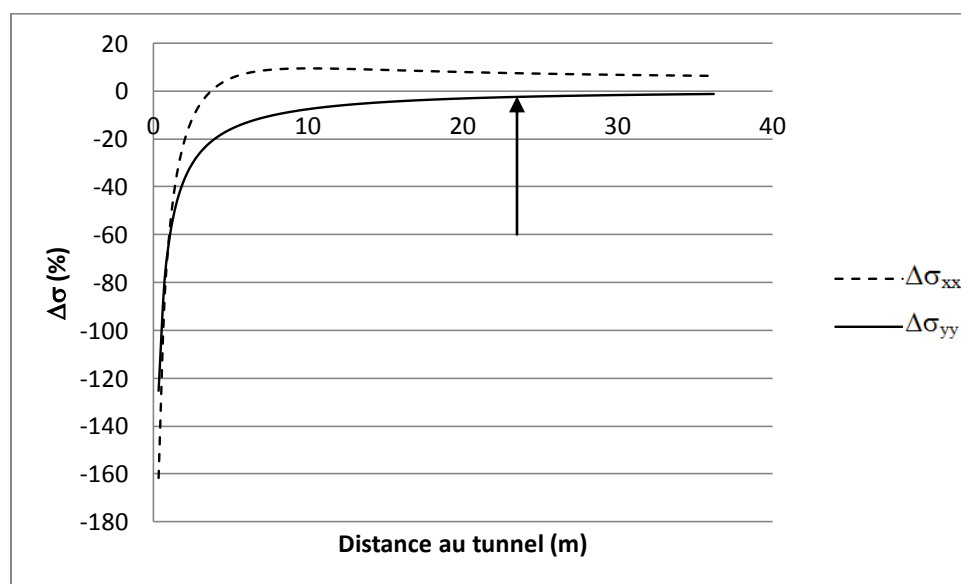


Figure 6-8: Profil de $\Delta\sigma_{xx}$ et $\Delta\sigma_{yy}$ (équation 6.1)

CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

En 1982, Einar Broch propose d'utiliser le calcul par éléments finis en deux dimensions pour améliorer la conception des tunnels sous pression non blindés près des vallées. La conception de ces ouvrages repose alors en grande partie sur des critères empiriques basés sur l'épaisseur du couvert rocheux. Le calcul numérique permet notamment d'évaluer directement la contrainte principale mineure (σ_3) qui peut alors être utilisée pour le calcul du facteur de sécurité contre le soulèvement hydraulique des fractures. Toutefois, les méthodes numériques sont peu répandues à l'époque et leur utilisation est complexe. Les critères empiriques demeurent donc l'outil principal des concepteurs pour supporter les résultats des mesures de contrainte in situ.

Trois décennies plus tard, les avancées importantes de l'informatique permettent la résolution rapide de calculs extrêmement complexes et la modélisation numérique en trois dimensions est devenue accessible. Il a été montré dans ce travail, à travers l'application à un cas réel, que les sollicitations calculés par un outil numérique (Flac3D) peuvent être utilisées conjointement au principe de superposition afin d'évaluer certains paramètres du modèle qui permettent de reproduire au mieux les contraintes mesurées par l'ensemble des essais de soulèvement hydraulique considérés valables dans un massif présentant une topographie irrégulière.

Dans le cadre de ce projet de maîtrise, les seuls paramètres qui ont été optimisés sont les trois composantes du chargement tectonique (σ_x , σ_y et τ_{xy}) qui est supposé horizontal et sans gradient vertical. Pour des travaux ultérieurs, les gradients verticaux sur les contraintes, les composantes du cisaillement selon XZ et YZ, ainsi que le coefficient de Poisson et le poids volumique de la roche pourraient aussi être considérés dans l'optimisation.

D'autre part, certains aspects du problème de la modélisation des contraintes autour d'un tunnel sous pression ont été négligés. Les principales simplifications de ce travail peuvent être ajoutées à la méthodologie si le contexte du projet implique une erreur importante découlant de ces hypothèses. Ainsi, l'historique géologique du massif rocheux pourrait être considéré afin de déterminer les conditions initiales de chargement du modèle. Un historique d'érosion ou de chargement par les glaciers peut être ajouté à la modélisation par exemple. Les hétérogénéités locales pourraient aussi être intégrées dans le modèle tridimensionnel afin de mieux reproduire la distribution de contrainte in situ.

Un aspect important de la méthodologie est relatif aux essais de soulèvement hydraulique. De manière à améliorer significativement les résultats de l'analyse, il serait important que l'orientation du joint testé soit mesurée après la réalisation de l'essai afin de connaître avec certitude l'orientation de la contrainte mesurée. Cette information supplémentaire permettrait de mieux évaluer la qualité des essais. De plus, l'analyse de l'ensemble des mesures en serait grandement améliorée puisque la comparaison avec les contraintes calculées ne nécessiterait plus d'hypothèse sur l'orientation de la mesure. Il est en effet apparu au cours de ce travail que l'hypothèse utilisée lorsque l'orientation du joint testé est inconnue nuit à la bonne représentation du champ de contrainte dans le massif rocheux.

La méthodologie développée a été appliquée dans ce travail à des données réelles pour lesquelles l'erreur est difficilement évaluable. Il serait intéressant, dans une étude subséquente, d'utiliser des données synthétiques avec une approche du type Monte-Carlo afin d'évaluer la sensibilité de l'optimisation aux erreurs de mesures utilisées pour la calibration du modèle.

Ce travail a montré que la modélisation numérique devrait être utilisée dès les premières étapes de conception. La création du modèle en trois dimensions nécessite environ une journée de travail à un utilisateur occasionnel de Flac3D, AutoCAD et Quicksurf. Une fois créé, le modèle peut être réutilisé lors des différentes phases du projet. Il a été montré que cette approche, utilisée avant la réalisation des essais de mesure de contrainte in situ, conjointement ou en remplacement des critères empiriques traditionnels basés sur l'épaisseur de couvert rocheux, permet d'améliorer le positionnement préliminaire du tunnel ainsi que le positionnement des essais et leur interprétation. Ceci mène à la création de meilleurs modèles qui permettent de mieux définir la contrainte principale mineure in situ vraie et qui aident par conséquent à la détermination finale des limites du blindage d'acier. Rappelons que bien que la méthodologie a été appliquée ici au cas particulier de la conception des tunnels sous pression non blindés, il s'agit d'un outil flexible qui permet d'analyser les contraintes in situ dans différentes situations, même avec un nombre limité de mesures.

Finalement, la modélisation numérique en trois dimensions est un outil destiné à prendre une place importante dans le processus de conception en géomécanique. L'accessibilité des logiciels ainsi que leur potentiel devrait continuer de s'améliorer. La méthodologie présentée dans ce

mémoire est accessible à un utilisateur occasionnel de Flac3D et tout porte à croire que les possibilités de cette méthodologie vont croître dans le futur.

BIBLIOGRAPHIE

- Alvarez, T.A., 1997. A study of the coupled hydromechanical behavior of jointed rock masses around pressure tunnels, PhD Thesis, Dep. Civil Eng., Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, 648 pages.
- Amadei, B. et Pan, E., 1995, Role of topography and anisotropy when selecting unlined pressure tunnel alignment, *J. of Geotech. Eng.*, Dec, pp. 879-885.
- Amadei, B. et Stephansson, O., 1997, *Rock Stress and its measurement*, Chapman & Hall, Cambridge. 501 pages.
- ASTM norme D 4645-04, 2008, Standard Test Method for Determination of the In-Situ Stress in Rock Using the Hydraulic Fracturing Method, pp. 824-830.
- Babin, D., Whalen, A., Bouchard, R., 2006, Mesures des contraintes en rocher; effet de dôme, projet Péribonka. Congrès annuel 2006 de l'association canadienne des barrages, 9 pages.
- Benson, R.P., 1988, Design of Unlined and Lined Pressure Tunnels, *Canadian Tunneling*, 1987/1988, pp. 37-65.
- Berg-Christensen, J. et Dannevig, N.T., 1971, Engineering geological considerations concerning the unlined pressure shaft at the Mauranger Power Project, Unpublished report, GEOTEAM A/S, Oslo. (dans Brekke et Ripley, 1987).
- Brady, B.H.G. et Brown, E.T., 1993, *Rock mechanics for underground mining*, 2e ed., Chapman & Hall, London, 571 pages.
- Brekke, T.L. et Ripley, B.D., 1987, Design Guidelines for Pressure Tunnels and Shafts, EPRI, Research Project 1745-17, AP-5273, Final report, 160 pages.
- Broch, E., 1982, The Development of unlined pressure shafts and tunnels in Norway, *Rock Mechanics: Cavern and Pressure Shafts*, Wittke ed., Balkema, pp. 545 – 554.
- Broch, E., 1984, Unlined High Pressure Tunnels in Areas of Complex Topography, *Water Power & Dam Construction*, Nov, pp. 21-23.
- Broch, E., Dalho, T.S., Hansen, E., 1997, Hydraulic Jacking Tests for Unlined High Pressure Tunnels, *HydroPower'97*, pp. 581-587.

Cole, T. M., 2008, The Role of Horizontal Stress in the Formation of Valley Stress Relief Features in Flat-Lying Sedimentary Rocks, PhD Thesis, Dep.d Civil Eng., Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, 304 pages.

Cornet, F.H., 1993, The HTPF and the integrated Stress Determination Methods Stress and Stress Measurements Methods, Chap 15, Comprehensive Rock Engineering, pp. 413-432, Pergamon, Oxford.

Cornet, F.H., Li, L., Hulin, J.-P., Ippolito, I., Kurowski, P., 2003, The Hydromechanical Behaviour of Fracture: an In-Situ Experimental Case Study, Int. J. Rock Mech. & Min. Sc., 40, pp. 1257-1270.

Corthésy, R., Leite, M. H. et Gill, D. E., 1997, Rapport final du projet IRSST intitulé : Élaboration d'un modèle de prédiction des contraintes in-situ dans le nord-ouest québécois, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal., 23 pages.

Corthésy, R. et Leite, M. H., 2011, Notes de cours – Mécanique des roches II - GML6002, École Polytechnique de Montréal.

Dai, F.C., Lee, C.F., Ngai, Y.Y., 2002, Landslide risk assessment and management: an overview, Engineering Geology, 64, pp. 65 – 87

Dann, H.E., Hertwig, W.P. et Hunter, J.R., 1964, Unlined tunnels of the Snowy Mountains Hydro-Electric Authority, Australia, ASCE Power Journal., Paper No. 4071, Oct., pp.47-79. (Dans Ripley, 1987)

Dahlo, T. et al. (2003) Adverse effects of pore pressure drainage on stress measurement. Int. J. Rock Mech. v40, pp. 65-93.

Edvardsson, S. et Broch, E., 2002, Underground powerhouse and high pressure tunnels, Hydropower developments no. 14, Department Hydraulic and environmental Engineering, NTNU, Trondheim, 105 pages.

Eissa, E.A., (1980), Stress analysis of underground excavations in isotropic and stratified rock using the boundary element method, PhD Thesis, Imperial College, London. (Dans Hoek et Brown 1980)

- Fairhurst, C., 2003, Stress estimation in rock: a brief history and review, *Int. J. Rock Mech. & Min. Sc.*, 40, pp. 957-973.
- Fernandez, G., 1994, Behavior of Pressure Tunnels and Guidelines for Liner Design, *J. of Geotech. Eng.*, 120, pp.1768-1789.
- Golder Associates Ltd., 2003, Report on Hydrojacking and Hydrofracturing Testing, Touloustouc Hydroelectric project, 21 pages.
- Goodman, R.E., 1980, *Introduction to Rock Mechanics*, Wiley & Sons, New York.
- Haimson, B.C. et Cornet, F.H., 2003, ISRM Suggested Methods for rock stress estimation - Part 3: hydraulic fracturing (HF) and/or hydraulic testing of preexisting fractures (HTPF), *Int. J. Rock Mech. & Min. Sc.*, 40, pp.1011-1020.
- Hartmaier, H.H., Doe, T.W. et Dixon, G., 1998, Evaluation of Hydrojacking Tests for an Unlined Pressure Tunnel, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 13, pp.393-401.
- Hayashi, K. et Haimson, B., 1991, Characteristics of shut-in curves in hydraulic fracturing stress measurements and determination of in situ minimum compressive stress. *Journal of Geophysical Research* 96 (B11).
- Heidbach, O., Tingay, M., Barth, A., Reinecker, J., Kurfeß, D. et Müller, B., The World Stress Map database release 2008 doi:10.1594/GFZ.WSM.Rel2008, 2008. (disponible en ligne à <http://dc-app3-14.gfz-potsdam.de/index.html>)
- Hoek, E., et Brown, E.T., 1980, *Underground excavations in rock*, Institution of Min. Met., London, 527 pages.
- Hoek, E., Kaiser, P.K., et Bawden, W.F., 1995, *Support of underground excavations in hard rock*, Balkema, Rotterdam, 215 pages.
- Hydro-Québec Équipement, 2006, *Aménagement de la Touloustouc - Rapport de Synthèse – Vol. 1 : Description et réalisation*, Montréal., 181 pages.
- Itasca Consulting Group, 2009, *Flac3D Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions*, User's Guide, Minneapolis, Ver. 4.0. Online manual: www.itascacg.com
- Jing, L. et Hudson, J.A., 2002, Numerical methods in rock mechanics, *Int. J. Rock Mech., Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 39, pp. 409-427

Konietzky, H. et Kamp, L. te, 2004, Numerical stress field modeling for underground structures, Numerical Modelling of Discrete Materials, Taylor & Francis group, London, pp. 155-164.

Konietzky, H., Kamp, L. te, Hammer, H. et Niedemeyer, S., Numerical modelling of in situ stress conditions as an aid in route selection for rail tunnels in complex geological formation in South Germany, Computers and Geotechnics, 28, pp. 495-516.

Leite, M. H., 2008, Notes de cours – Excavations et travaux souterrains – CIV4420, École Polytechnique de Montréal.

Liu, N. et Zhang, C., 2010, Back regression analysis on initial geostress field of Wendeng Pumped storage power station. Rock Stress and Earthquakes, Taylor & Francis, London, pp.545-548.

Ljunggren, C., Chang, Y., Janson, T. et Christiansson, R., 2003, An overview of rock stress measurement methods, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. 40, pp. 975-989.

Martel, S. et Muller, J., 2000, A two-dimensional Boundary Element Method for Calculating Elastic Gravitational Stresses in Slopes. Pure appl. Geophys, 157, pp.989-1007.

Mayeur, B., 1999, Mesure et modélisation des contraintes dans un massif rocheux, Thèse de doctorat, Univ. J. Fournier, Grenoble.

Mayeur, B. et Fabre, D., 1999, Mesure et modélisation des contraintes naturelles. Application au projet de tunnel ferroviaire Maurienne-Ambin, Bull. Eng. Geol. Env. 58, pp. 45-59.

McKinnon, S.D., 2001, Analysis of stress measurements using a numerical model methodology, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. 38, pp. 699-709.

Mestat, Ph., 1997, Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique : conseils et recommandations, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, 212, pp. 39-64.

Mestat, Ph. et Humbert, P., 2001, Référentiel de tests pour la vérification de la programmation des lois de comportement dans les logiciels d'éléments finis, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, 230, pp. 23-38.

Mestat, Ph., Humbert, P. et Dubouchet, A., 2000, Recommandations pour la vérification de modèles d'éléments finis en géotechnique, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, 229, pp. 33-51.

- Pan, E., Amadei, B., et Savage, W.Z., 1995, Gravitational and Tectonic Stresses in Anisotropic Rock with Irregular Topography, *Int. J. Rock Mech., Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 32, pp. 201-214.
- Quirion, M., Tournier J.-P., 2010, Hydraulic Jacking Tests in Crystalline Rocks for Hydroelectric Projects in Quebec, Canada. *Rock Stress and Earthquake*, Beijing, China, pp. 513-518.
- Rancourt, A. J., 2010, Guidelines for Preliminary Design of Unlined Pressure Tunnels, PhD Thesis, Faculty of Graduate Studies and Research McGill University, 170 pages.
- Rancourt, A. J., Murphy, D. K., Whalen, A. et Benson, R., 2006, Extensive stress measurements program at the Toulmoustou hydroelectric project – Quebec, Canada, *Proc. of the Int. Symp. on Rock Stress*, Trondheim, Norway, June 19-21, pp 25-33.
- Ripley, B. D., 1987, Design and Performance of Lined and unlined Pressure Tunnels and Shafts. PhD Thesis, Graduate Division of the University of California, 210 pages.
- Rutqvist, J. et Stephansson, O., 1996, A Cyclic Hydraulic Jacking Test to Determine the in-situ Stress Normal to a Fracture, *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.* 33, pp. 695-711.
- Savage, W.Z. et Swolfs, H.S., 1986, Tectonic and gravitational stress in long symmetric ridges and valleys, *Journal of Geophysical Research* 91 (B3), pp. 3677–3685.
- Savage, W.Z., Swolfs, H.S. et Powers, P.S., 1985, Gravitational stress in long symmetric ridges and valleys, *Int. J. Rock Mech., Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22, pp. 291-302.
- Schleiss, A., 1988, Design Criteria Applied for the Lower Tunnel of the North Fork Stanislaus River Hydroelectric Project in California, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 21, pp. 161-181.
- Singh, B. et Goel, R. K., 2006, *Tunnelling in Weak Rocks Vol. 5. Geo-Engineering Book Series*. Elsevier, 512 pages.
- Starfield, A. M. et Cundall, P.A., 1988 Towards a methodology for rock mechanics modelling, *Int. J. Rock Mech., Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 25, pp. 99-106.
- Techmat Inc, 2004, Rapport technique - projet de la Toulmoustou – essais de soulèvement hydraulique, Montréal., 37 pages.

Terzaghi, K., 1962, Measurement of stress in rocks, *Geotechnique*, 12 :2, pp. 104-124. (Dans Rancourt, 2010).

Terzaghi, R. D. (1965) Sources of error in joint surveys. *Géotechnique*, 15(3): 287–304.

Whitman, R. V., 1984, Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. *J. Geotechnical Engineering*, ASCE, 110, 145–88.

ANNEXE A – FICHIERS SCRIPTS

La modélisation est réalisée avec le logiciel Flac3D. Les principaux fichiers utilisés pour créer les modèles présentés dans le texte sont présentés ici.

DEM.prn (extrait)

Ce fichier est utilisé par le script maillage.fis afin d'attribuer les coordonnées aux nœuds des éléments qui composent le maillage en trois dimensions qui représente la surface de la topographie.

Identificateur	Y	X	Z
table	5610173	396513	279
table	5610173	396518	279
table	5610173	396523	279
table

maillage.doc

Ce script indique les propriétés du maillage au script maillage.fis. L'élévation des éléments inférieurs du modèle, ainsi que le nombre vertical d'éléments et leurs dimensions sont indiqués.

ca DEM.prn suppress

**Appel du fichier de points d'élévation
DEM. prn**

ca maillage.fis suppres

**Appel du script FISH de génération
de surface**

**Paramètres d'entrées du script
maillage.fis :**

A = dimension X;

B = dimension Y;

C = Nombre d'éléments selon X;

D = Nombre d'éléments selon Y;

E = Élévation minimale;

F = Nombre d'éléments selon Z;

G = Coordonnée minimale selon X;

H = Coordonnée minimale selon Y

@maillage(A, B, C, D, E, F, G, H)

save maillage

Maillage.fis

Fonction Fish permettant la génération de la surface d'un modèle à partir d'un fichier de points d'élévation. Les coordonnées sont attribuées aux nœuds de la surface supérieure du maillage. Les éléments situés sous cette surface sont construits automatiquement selon le nombre d'éléments indiqué par l'utilisateur (z_size) et l'élévation de la base du maillage (z_base).

```
; FISH variables:

; dx_size      : element size in x-direction

; dy_size      : element size in y-direction

; n_zon_col    : number of elements in x-direction

; n_zon_row    : number of elements in y-direction

; z_base       : elevation (in z-direction) of base of brick primitive

; z_size       : number of elements in z-direction

; xor          : minimum x-coordinate

; yor          : minimum y-coordinate

; Enter the command TOPO to invoke this function
```

```
def
topo(dx_size,dy_size,n_zon_col,n_zon_row,z_base,z_size,xor,yor)
```

```
local i
```

**Création des éléments selon
l'axe y**

```
loop i (1,n_zon_col)
```

```
local j
```

**Création des éléments selon
l'axe x**

```
loop j (1,n_zon_row)
```

```
global x1=xor+dx_size*(i-1)
```

```
global x2=x1+dx_size
```

```
global y1=yor+dy_size*(j-1)
```

```
global y2=y1+dy_size
```

**Sélection des coordonnées dans
le fichier de points selon les
paramètres entrés dans la
définition de la fonction.**

```
global z1=table(y1,x1)
```

```
global z2=table(y2,x1)
```



```

global z3=table(y2,x2)

global z4=table(y1,x2)

global zb=z_base

global zs=z_size

global zx=1

global zy=1


command

gen zon brick p0 (@x1,@y1,@zb) p1 (@x2,@y1,@zb)
p2 (@x1,@y2,@zb) p3 (@x1,@y1,@z1) p4 (@x2,@y2,@zb)...
p5 (@x1,@y2,@z2) p6 (@x2,@y1,@z4) p7 (@x2,@y2,@z3) ...

size (@zx,@zy,@zs)

end_command

end_loop

end_loop

end

```

**Attribution des coordonnées
aux 8 coins de l'élément
quadratique.**

Chargement.doc

Fichier maitre pour le chargement du modèle Touloustouc (application de la méthodologie, chapitre 5). Quatre chargements sont appliqués au modèle tel que présenté à la section 3.1.4 du texte principal.

New

title 'chargement gravitaire'

**Chargement uniquement
gravitaire du modèle**

Restore maillage.f3sav

Rappel du maillage

model mech elastic
prop shear 238e8 bulk 378e8

Paramètres géomécaniques

E = 59 GPa et $\nu = 0.24$

fix x range x 396516
fix x range x 397176
fix y range y 5610176
fix y range y 5610996
fix z range z -520

Choix des conditions frontières

set grav 0,0,-10
ini density = 2500 ;

Propriétés physiques du modèle

poids vol. = 25 kN/m³

solve

Save Sgrav

New

title 'chargement horizontal $S_x = 1$ MPa'

**Chargement du modèle selon X,
sans chargement gravitaire**

Restore maillage.f3sav

Rappel du maillage

model mech elastic
prop shear 238e8 bulk 378e8

Paramètres géomécaniques

$E = 59$ GPa et $\nu = 0.24$

fix x range x 396516
fix x range x 397176
fix y range y 5610176
fix y range y 5610996
fix z range z -520

Choix des conditions frontières

ini $S_{xx} -1000000$

**Initialisation des contraintes
dans le modèle**

solve

Save $S_x 1$ MPa

;------

New

title 'chargement horizontal $S_y = 1$ MPa'

**Chargement du modèle selon Y,
sans chargement gravitaire**

Restore maillage.f3sav

Rappel du maillage

model mech elastic
prop shear 238e8 bulk 378e8

Paramètres géomécaniques

$E = 59$ GPa et $\nu = 0.24$

fix x range x 396516
fix x range x 397176
fix y range y 5610176
fix y range y 5610996
fix z range z -520

Choix des conditions frontières

ini $S_{yy} -1000000$

**Initialisation des contraintes
dans le modèle**

solve

Save $S_y 1$ MPa

;------

New

title 'chargement horizontal $S_{xy} = 1 \text{ MPa}$ '

**Chargement du modèle selon
XY, sans chargement gravitaire**

Restore maillage.f3sav

Rappel du maillage

model mech elastic
prop shear 238e8 bulk 378e8

Paramètres géomécaniques

$E = 59 \text{ GPa}$ et $\nu = 0.24$

fix x range x 396516
fix x range x 397176
fix y range y 5610176
fix y range y 5610996
fix z range z -520

Choix des conditions frontières

ini S_{xy} -1000000

**Initialisation des contraintes
dans le modèle**

solve

Save S_{xy} 1MPa

ValidationMethode.fis

Fichier maitre pour la validation de la méthodologie réalisée à la section 4.1.3.

New

title 'Vallee a=3, b=-1 - chargement gravitaire - maillage x = 25m approché'

ca topo_vallee_approche.prn suppress
ca topo.fis suppress

@topo(25,25,160,1,-1000,44,-2000,100)

model mech elastic; Paramètres: $G = E/2(1+\nu)$ et $K = E/3(1-2\nu)$.
prop shear 199e8 bulk 530e8 ; $E = 53\text{GPa}$ et $\nu = 1/3$

fix x range x -2000
fix x range x 2000
fix y range y 100
fix y range y 125
fix z range z -1000

set grav 0,0,-10
ini density = 2500 ; Donc poids vol. = 25kN/m³

hist add unbal; Par défaut tout les 10 steps
hist add ratio
plot create view force_max
plot add hist 1 yaxis log on

solve

plot create view map
plot set jobtitle on center (0,0,0) orientation (90,180,0) radius 100
plot add zonecontour sxx
plot add zonecontour szz ; Résultat en Pa.
plot add axes

save Vallee_grav

;-----

new

title 'Vallee a=3, b=-1 - chargement tectonique INI - maillage x = 25m approché'

ca topo_vallee_approche.prn suppress
ca topo.fis suppress

@topo(25,25,160,1,-1000,44,-2000,100)

model mech elastic ;Paramètres: $G = E/2(1+\nu)$ et $K = E/3(1-2\nu)$.
prop shear 199e8 bulk 530e8 ; $E = 53\text{GPa}$ et $\nu = 1/3$

fix x range x -2000
fix x range x 2000
fix y range y 100
fix y range y 125

```

fix z range z -1000

set grav 0,0,-10
ini density = 2500 ; Donc poids vol. = 25kN/m3

ini sxx = -2500000
ini syy = -2500000

hist add unbal; Par défaut tout les 10 steps
hist add ratio
plot create view force_max
plot add hist 1 yaxis log on

solve

plot create view map
plot set jobtitle on center (0,0,0) orientation (90,180,0) radius 100
plot add zonecontour sxx
plot add zonecontour szz ; Résultat en Pa.
plot add axes

save Vallee_tect
;-----
new

title 'Vallee a=3, b=-1 - APPLY chargement tectonique - maillage x = 25m approché'

ca topo_vallee_approche.prn suppress
ca topo.fis suppress
@topo(25,25,160,1,-1000,44,-2000,100)

save topovallee

model mech elastic ;Paramètres:  $G = E/2(1+\nu)$  et  $K = E/3(1-2\nu)$ .
prop shear 199e8 bulk 530e8 ; E = 53GPa et  $\nu = 1/3$ 

fix z range z -1000

set grav 0,0,-10
ini density = 2500 ; Donc poids vol. = 25kN/m3

apply sxx = -2500000 range x -2000
apply sxx = -2500000 range x 2000
apply syy = -2500000 range y 100
apply syy = -2500000 range y 125

hist add unbal; Par défaut tout les 10 steps
hist add ratio

plot create view force_max
plot add hist 1 yaxis log on

solve

plot create view map
plot set jobtitle on center (0,0,0) orientation (90,180,0) radius 100

```

```

plot add zonecontour sxx
plot add zonecontour szz ; Résultat en Pa.
plot add axes

save Vallee_Applytect
;-----
new

title 'Montagne a=1, b=1 - chargement gravitaire - maillage x = 25m approché'

ca topo_montagne_approche.prn suppress
ca topo.fis suppress
@topo(25,25,160,1,-1000,44,-2000,100)

model mech elastic ;Paramètres:  $G = E/2(1+\nu)$  et  $K = E/3(1-2\nu)$ .
prop shear 212e8 bulk 353e8 ;  $E = 53\text{GPa}$  et  $\nu = 1/4$ 

fix x range x -2000
fix x range x 2000
fix y range y 100
fix y range y 125
fix z range z -1000

set grav 0,0,-10
ini density = 2500 ; Donc poids vol. = 25kN/m3

hist add unbal; Par défaut tout les 10 steps
hist add ratio

plot create view force_max
plot add hist 1 yaxis log on

solve

save Montagne_grav

plot create view map
plot set jobtitle on center (0,0,0) orientation (90,180,0) radius 100
plot add zonecontour sxx
plot add zonecontour szz ; Résultat en Pa.
plot add axes
;-----
new

title 'Montagne a=1, b=1 - chargement tectonique INI -- maillage x = 25m approché'

ca topo_montagne_approche.prn suppress
ca topo.fis suppress
@topo(25,25,160,1,-1000,44,-2000,100)

model mech elastic ;Paramètres:  $G = E/2(1+\nu)$  et  $K = E/3(1-2\nu)$ .
prop shear 212e8 bulk 353e8 ;  $E = 53\text{GPa}$  et  $\nu = 1/4$ 

fix x range x -2000
fix x range x 2000
fix y range y 100
fix y range y 125

```

```

fix z range z -1000

set grav 0,0,-10
ini density = 2500 ; Donc poids vol. = 25kN/m3

ini sxx = -2500000
ini syy = -2500000

hist add unbal; Par défaut tout les 10 steps
hist add ratio

plot create view force_max
plot add hist 1 yaxis log on

solve

save Montagne_tect

plot create view map
plot set jobtitle on center (0,0,0) orientation (90,180,0) radius 100
plot add zonecontour sxx
plot add zonecontour szz ; Résultat en Pa.
plot add axes
;-----
new

title 'Montagne a=1, b=1 - APPLY chargement tect - maillage x = 25m approché'

ca topo_montagne_approche.prn suppress
ca topo.fis suppress
@topo(25,25,160,1,-1000,44,-2000,100)

save topoMontagne

model mech elastic ;Paramètres:  $G = E/2(1+\nu)$  et  $K = E/3(1-2\nu)$ .
prop shear 212e8 bulk 353e8 ; E = 53GPa et  $\nu = 1/4$ 

fix z range z -1000

set grav 0,0,-10
ini density = 2500 ; Donc poids vol. = 25kN/m3

apply sxx = -2500000 range x -2000
apply sxx = -2500000 range x 2000
apply syy = -2500000 range y 100
apply syy = -2500000 range y 125

hist add unbal; Par défaut tout les 10 steps
hist add ratio

plot create view force_max
plot add hist 1 yaxis log on

solve

save Montagne_tectapply

```


ANNEXE B – CONVENTION DE ROTATION

On présente ici la rotation qui est appliquée aux tenseurs de contrainte pour évaluer la composante de contrainte normale à l'orientation des discontinuités géologiques (section 3.3.1). Cette opération est aussi exprimée par les équations 3.9 et 3.10. Les angles ϕ et Ψ correspondent aux angles d'Euler de la rotation.

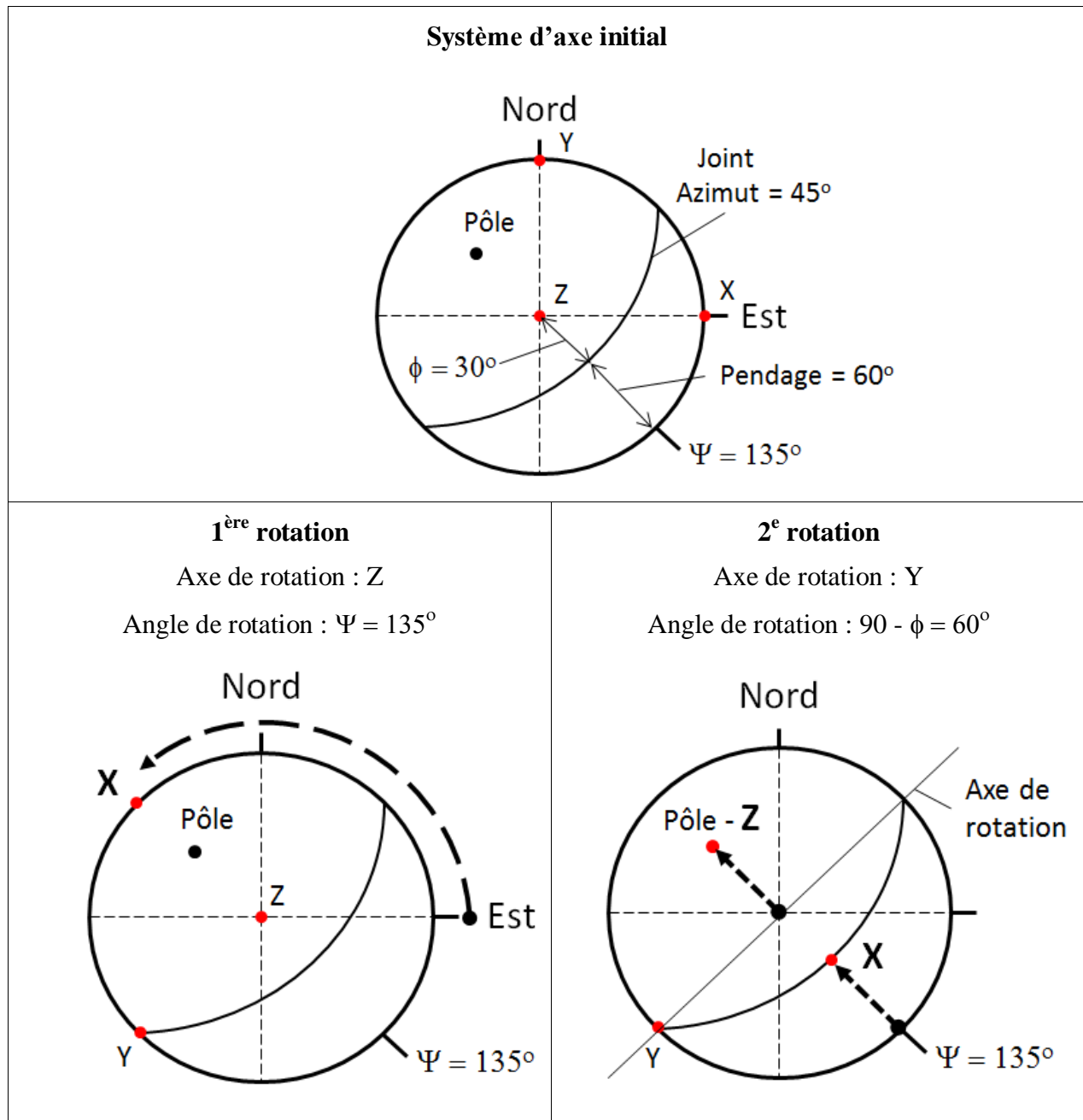


Figure B1: Représentation stéréographique de la rotation matricielle pour un joint orienté avec un azimut de 45° et un pendage de 60° .

ANNEXE C – CHIFFRIER EXCEL

Information entrée par l'utilisateur

Information entrée par l'utilisateur et utilisée dans le calcul d'optimisation

Cellule calculée automatiquement

Cellule à minimiser avec le solveur

CONTRAINTES CALCULÉES NUMÉRIQUEMENT

Informations sur l'essai						Contrainte mesurée (Mpa)
Forage	Chainage	Essai	Distance de l'excavation (m)	Commentaires	Qualité de l'essai	
TF-01-XX	X+XXX	1	n/a		B1	-2.01
		2	n/a		B1	-2.48
		3	n/a		B1	-3.01
		4	n/a		B1	-6.69
		5	n/a		B1	-7.83
		6	n/a		B1	-3.22
TF-02-XX	X+XXX	7	33		B1	-1.60
		8	35		B1	-2.90
		9	37	Orientation des joints non relevée	C1	-2.42
		10	38		B1	-2.82

Calcul FLAC					
S1	S3	Sn min (Hyp)	Azimet	Pendage	Sn max
BD15	BB15	SI(BV15 = ""; ""; MAX(BV15;BY15;CB15;CE15;CH15;CK15;CN15))	SI(BT15="";"";SI(M15=\$BV15;BT15;SI(M15=\$BY15;BW15;SI(M15=\$CB15;BZ15;SI(M15=\$CE15;CC15;SI(M15=\$CH15;CF15;SI(M15=\$CK15;CI15;SI(M15=\$CN15;CL15))))))	SI(BU15="";"";SI(M15=\$BV15;BU15;SI(M15=\$BY15;BX15;SI(M15=\$CB15;CA15;SI(M15=\$CE15;CD15;SI(M15=\$CH15;CG15;SI(M15=\$CK15;CJ15;SI(M15=\$CN15;CM15))))))	SI(BV15 = ""; ""; MIN(BV15;BY15;CB15;CE15;CH15;CK15;CN15))
2.11	1.27	2.07	37	47	1.79
2.28	1.42	2.16	88	24	2.16
2.47	1.53	1.87	140	55	1.74
2.66	1.62	2.27	37	64	1.88
2.74	1.66	2.40	56	62	1.87
2.94	1.73	2.33	54	70	1.78
3.28	1.65	3.03	34	38	2.36
3.33	1.66	2.50	335	-43	1.75
3.35	1.67				
3.38	1.68	3.28	74	39	2.25

CODE POUR LES COMMENTAIRES

*1 Défaillance du système d'acquisition de données

*2 Essai non interprété par Ingetec et indiquant des contraintes élevées

*3 Essai trop perméable pour la capacité de la pompe

*4 Non mesuré

*5 Orientation impossible

*6 Pression trop élevée pour la pompe

*7 Trop de joints dans l'intervalle d'essai

[illegible]

	CO	CP	CQ	CR	CS	CT	CU	CV	CW	CX	CY	CZ	DA	DB	DC	DD	DE	DF	DG	DH	DI	DJ	DK
1																							
2																							
3																							
4																							
5																							
6																							
7																							
9																							
10																							
11																							
12																							
13																							
14																							
15																							
16																							
17																							
18																							
19																							
20																							
21																							
22																							
23																							
24																							
25																							
26																							
27																							
28																							
29																							
30																							
31																							
32																							
33																							
34																							
35																							
36																							
37																							
38																							
39																							
40																							
41																							
42																							
43																							
44																							

Cosinus directeurs																							
PS1			PS2			PS3			PS4			PS5			PS6			PS7					
x	y	z	x	y	z	x	y	z	x	y	z	x	y	z	x	y	z	x	y	z			
X = SIN(RADIANS(BT16+90))*COS(RADIANS(90-BU16))			Y = COS(RADIANS(BV13+90))*COS(RADIANS(90-BW13))			Z = SIN(RADIANS(90-CA16))																	
-0.11	-0.29	0.95	0.58	-0.44	0.68	-0.03	-0.24	0.97	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
0.01	-0.41	0.91	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
-0.74	-0.27	0.62	-0.63	-0.53	0.57	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
0.10	-0.94	0.33	0.53	-0.79	0.29	-0.28	-0.96	0.03	0.72	-0.54	0.44	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
0.49	-0.73	0.47	0.56	-0.77	0.31	-0.31	-0.95	0.00	-0.37	-0.42	0.83	0.40	-0.91	0.12	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
0.55	-0.76	0.34	-0.91	-0.41	0.07	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
0.47	0.06	0.88	-0.62	-0.29	0.73	0.54	-0.81	0.22	0.63	-0.02	0.78	-0.62	-0.29	0.73	0.51	-0.34	0.79	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
0.82	-0.53	0.21	-0.62	-0.29	0.73	0.64	-0.77	0.03	0.99	-0.12	0.03	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
-0.62	-0.29	0.73	0.82	-0.47	0.33	0.74	-0.01	0.67	0.50	0.53	0.68	0.17	-0.60	0.78	-0.62	-0.29	0.73	0.83	0.09	0.54			

